

Grundlagen und Anwendung von ultra-hochfestem Faserbeton für dünne Schichten

Von der
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

von

Jens Ewert
geboren am 22.02.1975
aus Braunschweig

Eingereicht am 17. April 2013
Disputation am 23. September 2013

Berichterstatter Prof. Dr.-Ing. H. Budelmann
Prof. Dr.-Ing. S. Anders

2014

Grundlagen und Anwendung von ultra-hochfestem Faserbeton für dünne Schichten

Von der
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

von
Jens Ewert
geboren am 22.02.1975
aus Braunschweig

Eingereicht am
Disputation am

17. April 2013
23. September 2013

Berichterstatter

Prof. Dr.-Ing. H. Budelmann
Prof. Dr.-Ing. S. Anders

2014



Nec aspera terrent.

Selbst Schwierigkeiten schrecken uns nicht.

Symbolverzeichnis

Große lateinische Buchstaben

A	Gehalt an Gesteinskörnung in kg/m^3
B	Gesamtmenge des Bindemittels in kg/m^3
C	Zementgehalt in kg/m^3
E_a	Aktivierungsenergie in kJ/mol
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul in MPa
FA	Gehalt an Flugasche in kg/m^3
K	Kelvin
L_0	Ausgangslänge
M_{FM}	Wasseranteil des Fließmittels
M_W	Zugabewassermenge
Q_7	Wärmefreisetzung von Hüttensand in J/g
Q_8	Wärmefreisetzung von Flugasche J/g
Q_{ad}	adiabatische Wärmefreisetzung von Beton in kJ/m^3
Q_i	Wärmefreisetzung der jeweiligen Zementbestandteile in J/g
Q_{pot}	maximale adiabatische Wärmefreisetzung von Beton in kJ/m^3
R^2	Bestimmtheitsmaß
SF	Gehalt an Microsilicastaub in kg/m^3
T_{01}	1. Nullspannungstemperatur
T_{02}	2. Nullspannungstemperatur

T_0	Frischbetontemperatur
T_{max}	Maximaltemperatur bei der Nullspannungstemperaturanalyse
V_{TCS}	bezogenes Zementsteinvolumen
W	Wassergehalt in kg/m^3
W/Z	Wasser-Zement-Wert
Y	mechanische Kurzzeiteigenschaft in Abhängigkeit von t_e
Z	mechanische Kurzzeiteigenschaft in Abhängigkeit von α

Kleine lateinische Buchstaben

a_{as}	Freiwert im Modell des autogenen Schwindens
b_{as}	Freiwert im Modell des autogenen Schwindens
$c_{1,I}$	Freiwert im Modell der Hydratationsgradiententwicklung nach Jonasson
c_c	spezifische Wärmekapazität von Beton in $kJ/(kg \cdot K)$
c_i	Wärmekapazität der einzelnen Bestandteile
$crit. \Delta T$	rissindizierende Temperaturdifferenz
$d_{95\%}$	obere Korngröße bei 95% Siebdurchgang
d_f	Faserdurchmesser
d_{max}	Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung
f_{cc}	Zylinderdruckfestigkeit von Beton in MPa
$f_{ctm,28d}$	mittlere Zugfestigkeit von Beton in MPa im Alter von 28 Tagen
f_{ct}	zentrische Zugfestigkeit von Beton in MPa
l_f	Faserlänge
m_i	Massenanteile der jeweiligen Zementbestandteile in kg/m^3
m_{SL}	Massenanteil Hüttensand in kg/m^3
$p_1(\alpha_i)$	Parameter der Kriechfunktion bei isothermer Lagerung bei $T = 20^\circ C$

$p_2(\alpha_i)$	Parameter der Kriechfunktion bei isothermer Lagerung bei $T = 20^\circ\text{C}$
q	Wärmefreisetzungsrates
t_{e0}	wirksames Alter bei Beginn der mechanischen Eigenschaften
t_e	wirksames Alter
$t_{k,I}$	Freiwert im Modell der Hydratationsgradiententwicklung nach Jonasson
w_k	Rissbreite in mm
\bar{x}	Mittelwert
$k(T(t))$	Geschwindigkeitsfunktion zur Bestimmung der Reife
p	Prozessfaktor zur Bestimmung der Reife

Griechische Buchstaben

α_U	maximal möglicher Hydratationsgrad
α	Hydratationsgrad
α_0	Hydratationsgrad bei Beginn der mechanischen Eigenschaften
α_i	Hydratationsgrad bei Belastungsbeginn (Kriechen)
α_{TA}	Wärmedehnzahl von Gesteinskörnung
α_{TCS}	Wärmedehnzahl von Zementstein
α_{TFA}	Wärmedehnzahl von Flugasche
α_T	Wärmedehnzahl
β_T	Faktor im Schwindmodell (erhöhte Lagerungstemperatur)
β_t	Faktor im Schwindmodell (Zeit)
β_t	Faktor zur Berücksichtigung der Zeit beim autogenen Schwinden
$\Delta\vartheta$	Temperaturdifferenz bei der Bestimmung der altersabhängigen Wärmedehnzahl α_t
ΔL	lineare Längenänderung

ΔT	Temperaturdifferenz zwischen T_{01} und T_{02}
ΔT_{ad}	adiabatische Temperaturdifferenz in K
ΔT_{pot}	maximale adiabatische Temperaturerhöhung des Betons in K
ε_{as0}	Endschwindmaß bei versiegelter Lagerung bei $20^{\circ}C$
ε_{as}	Schwindmaß
ε_{el}	spontan elastische Dehnung
ε_{ges}	Gesamtverformung
ε_k	Kriechdehnung
ε_s	Schwinddehnung
κ	Beiwert zur Berechnung der Aktivierungsenergie nach Jonasson
φ	Kriechzahl
ϱ_c	Rohdichte in kg/m^3
σ	Standardabweichung
σ_i	Spannung zum Zeitpunkt i
σ_{max}	maximale Spannung in MPa
σ_x	Zugspannungen in der Deckschicht bei mehrschichtigen Systemen
σ_y	Schälspannungen bei Mehrschichtsystemen
τ_{xy}	Schubspannungen in der Verbundfuge von Mehrschichtsystemen
θ_{ref}	Beiwert zur Berechnung der Aktivierungsenergie nach Jonasson
ε_{ϑ}	Anteil der temperaturindizierten Dehnung

Abkürzungen

CDF	Capillary Suction of Deicing Salt and Freeze-Thaw-Test
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DFG	Deutsche Forschungsgemeinschaft

DMS	Dehnungsmessstreifen
HETEK	Højkvalitetsbeton - Entreprenørens Teknologi
HS	hoher Sulfatwiderstand
iMBB	Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
IPACS	Improved Production of Advanced Concrete Structures
ITZ	Interfacial Transition Zone
JSCE	Japan Society of Civil Engineers
MPa	Megapascal (Druckeinheit nach dem Système international d'unités)
NA	niedriger wirksamer Alkaligehalt
PC	Polycarboxylat
PCE	Polycarboxylatether
SIFCON®	Slurry Infiltrated Fibre CONcrete
SIMCON®	Slurry Infiltrated Mat CONcrete
SMF	sulfonierte Melaminformaldehydkondensate (auch MFS)
SNF	sulfonierte Naphthalinformaldehydkondensate (auch NFS)
SPP	Schwerpunktprogramm
TSTM	horizontale Temperaturspannungsprüfmaschine
UHFB	ultra-hochfester faserverstärkter Beton
UHPC	ultra-high performance concrete
UHPFRC	ultra-high performance fibre reinforced concrete
XRD	X-Ray Diffraction (Röntgendiffraktometrie)

Inhaltsverzeichnis

Symbolverzeichnis	v
Summary	xv
Vorwort	xx
1 Einleitung	1
1.1 Problembeschreibung und Zielstellung	4
1.2 Gliederung	6
2 Stand der Forschung	9
2.1 Ausgangsstoffe und Herstellung von UHFB	9
2.1.1 Zement	10
2.1.2 Gesteinskörnungen	10
2.1.3 Microsilica	11
2.1.4 Zusatzmittel	13
2.1.5 Fasern	14
2.1.6 Optimierte Packungsdichte	15
2.2 Werkstoffmodelle für UHFB	18
2.2.1 Hydratation	18
2.2.2 Mechanische Kurzzeiteigenschaften	34
2.2.3 Schwinden	36
2.2.4 Viskoelastisches Verhalten	39
2.2.5 Wärmedehnzahl	41
2.3 Dünne Betonschichten auf Betonbauteilen	45
2.3.1 Fahrbahnbeläge	46
2.3.2 Erhärtung im Verbund	50
3 Experimentelle Untersuchungen an jungem UHFB	53
3.1 Ausgangsstoffe	53
3.2 Frischbetonherstellung	55
3.3 Herstellung von Probekörpern	57
3.4 Lagerung und Nachbehandlung	58
3.5 Adiabatische Kalorimetrie	60

3.6	Mechanische Kurzzeiteigenschaften	62
3.6.1	Druckfestigkeit	62
3.6.2	Zugfestigkeit	63
3.6.3	Elastizitätsmodul	64
3.7	Lastunabhängige und lastabhängige Verformungen	65
3.7.1	Schwinden	66
3.7.2	Zugkriechen	66
3.8	Wärmedehnzahl	67
4	Versuchsergebnisse an jungem UHFB	69
4.1	Frischbetoneigenschaften	69
4.2	Adiabatische Kalorimetrie	70
4.3	Mechanische Kurzzeiteigenschaften	73
4.3.1	Druckfestigkeit	73
4.3.2	Zugfestigkeit	75
4.3.3	Elastizitätsmodul	75
4.4	Lastunabhängige und lastabhängige Verformungen	76
4.4.1	Schwinden	76
4.4.2	Zugkriechen	79
4.5	Wärmedehnzahl	80
5	Werkstoffmodelle für jungen UHFB	83
5.1	Allgemeines	83
5.2	Entwicklung des Hydratationsgrads	84
5.3	Mechanische Kurzzeiteigenschaften	85
5.3.1	Druckfestigkeit	87
5.3.2	Zugfestigkeit	90
5.3.3	Elastizitätsmodul	92
5.3.4	Zusammenfassung	93
5.4	Schwinden	94
5.5	Zugkriechen	96
5.6	Wärmedehnzahl	100
6	Entwicklung von UHFB-Rezepturen zur Anwendung als dünne Schicht	103
6.1	Optimierungspotential bekannter UHFB-Rezepturen	103
6.2	Rezepturentwicklung	105
6.3	Frischbetonprüfungen	106
7	Untersuchungen an dünnen UHFB-Schichten	109
7.1	Adiabatische Kalorimetrie	109
7.2	Druckfestigkeit	109

7.3	Quecksilberdruckporosimetrie	110
7.4	Wassereindringverhalten	110
7.5	Wärmeentwicklung im Bauteil	111
7.6	Verformungen im Bauteil	112
8	Versuchsergebnisse und Anwendungserkenntnisse für dünne UHFB-Schichten	113
8.1	Adiabatische Kalorimetrie	113
8.2	Druckfestigkeit	117
8.3	Quecksilberdruckporosimetrie	119
8.4	Wassereindringverhalten	120
8.5	Wärmeentwicklung im Bauteil	120
8.6	Verformungen von dünnen Schichten	125
8.7	Einfluss der Nachbehandlung	127
9	Zusammenfassung und offene Probleme	129
9.1	Zusammenfassung	129
9.2	Offene Probleme	131
A	Tabellen	143
B	Abbildungen	147

Summary

Abstract Although ultra-high performance concrete (UHPC) is a promising construction material with outstanding mechanical properties, the utilisation of this high efficient material in practice is still in the beginning. A main reason for this circumstance is the lack of material models to describe the time dependant development of mechanical properties and deformations due to creep and shrinkage. The main results of the german research work are summarised in the „Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton“ [82] edited by the „Deutscher Ausschuss für Stahlbeton“ (DAfStb) which contains a collection of test results but no regulations or calculation methods. When applied into practice, UHPC is usually used for high load carrying constructions with small cross sections due to its high compressive and tensile strength. Besides the high strength UHPC is also characterised by outstanding properties concerning durability and impermeability against fluids and gases. These key benefits predestine UHPC especially for maintenance and rehabilitation methods in order to improve the durability of older concrete structures. A possible application method is the usage of floating and self-compacting UHPC mixtures as a 2 - 5 cm thin protection layer. In this case the UHPC hardens in thermal and mechanical bond with older concrete structures.

In the first part of this thesis it is shown, that existing approaches to calculate mechanical properties or shrinkage deformations, valid for high performance concrete or normal strength concrete, may be adapted on UHPC. These approaches are often described as a function of the degree of hydration α or the equivalent age t_e . A significant difference is the progress of hardening and the development of mechanical properties due to the low water-cement-ratio, which is typical for UHPC. Such low water-cement ratios cause an incomplete hydration, which is considered by means of a limited ultimate degree of hydration α_U . In fact that UHPC is suitable for 2 - 5 cm thin protection layers, in the second part of this thesis a comprehensive test series was carried out to detect the heat development in construction elements and the hardening in bond with older concrete structures.

Experimental procedures For a transfer of existing material models a broad data basis of UHPC specific values is necessary. In a first test series the

mechanical properties of the mixtures M2Q und B4Q (see table 3.2) were measured, e.g. compressive strength, tensile strength and Young's Modulus. In fact that the material models are based on α or t_e several adiabatic calorimetric tests were carried out. In addition different fresh concrete temperatures were tested to determine the activation energy E_a . Due to the high amounts of reactive components in the mixture in combination with an extreme low water content not all of the cement and microsilica can react and the hydration is to be limited with the ultimate degree of hydration α_U .

The determination of creep and shrinkage deformations is another topic of this thesis. Both mixtures M2Q and B4Q contain relative high amounts of reactive admixtures which generate large deformations due to shrinkage. The measurements of these deformations were done in temperature stress testing machines. In each test rig two specimen were casted. One specimen was able to deform freely and the other one could be loaded with a tensile stress in order to measure tensile creep deformations. Both specimen were stored at sealed conditions, so that only autogenous deformations appeared.

Material models The main aim of material models is the description of material properties or deformations as a function of time, depending on concrete properties such as the water-cement-ratio or content of reactive parts in the mixture. In this thesis the approach established by IPACS was chosen to calculate the time dependant material properties of UHPC. This approach appears to be the most practicable one compared to other approaches, e.g. from HETEK, because it is based on standardised compressive strength tests. The universal valid form of the IPACS approach is shown in equation 0.1. In this equation the parameters a and b have to be determined in a regression analysis. Parameter c is set to 1, d is the arithmetic average of compressive strength test results at 672 hours and t_e is the equivalent age.

$$f(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \exp \left(-a \cdot \left(\ln \left(1 + \frac{t_e}{b} \right) \right)^{-c} \right) \quad (0.1)$$

Besides the IPACS approach the calculation of the tensile strength and Young's Modulus from the compressive strength according to DIN EN 1992-1-1 [25] was tested with the result that with the IPCAS approach very reliable results and determination coefficients of 90% for compressive strength and 70 - 80 % for tensile strength and Young's Modulus were achieved.

Thin UHPC-layers With the regard to the second main topic of this thesis, the mixtures for the construction of 2 - 5 cm thin UHPC-layers have to fulfil certain specifications. They have to be floatable, self-consolidating, producible with common mixing methods and a compressive strength of at least 130 MPa. To fulfill these specifications the content of microparticles and cement were reduced to improve the workability. The used cement contents with a maximum about 600 kg/m³ also reduce the heat development during hardening. The development of the degree of hydration respectively the equivalent age was tested in adiabatic calorimetric tests. With these test results the material models to calculate the degree of hydration, maximum heat release were tested again for different UHPC-mixtures.

In each casting were produced several compressive strength test cylinders. The cylinders were tested in different ages e.g. 1, 2, 3, 7, 14 and 28 days to describe the hardening process. With these results the time dependent development of the compressive strength was calculated, using the IPACS approach, while the parameters a and b were determined with a regression analysis. The tensile stress and the Young's Modulus were calculated with these regression parameters. The maximum tensile strength and Young's Modulus were calculated with the average value from the compressive strength test with the equations given in DIN EN 1992-1-1 [25]. The tables 6.1 and 6.2 show an overview of the developed UHPC-mixtures for thin protection layers. All mixtures have a relative low cement content with compressive strength of at least 130 MPa. They are nearly floatable and were chosen for a furthermore testing to cast bigger construction elements.

In a comprehensive test series the autogenous shrinkage, drying shrinkage (depending on the curing method) and heat flow during hardening were determined for several mixtures. The picture 0.1 shows the dimensions and the instrumentation of the casted specimen. Both specimen have dimensions of 90 x 60 x 3 cm. One is hardening in bond with an older normal strength concrete, the other one is casted in a wooden formwork on a doubled layer of foil, which guarantees a deformation without friction. In the longitudinal direction two cased strain gauges were casted in the fresh concrete and in addition several temperature sensors were measured the heat development at different places in the cross-section.

The risk of generated stresses due to hydration heat is very low. The heat dissipation of the UHPC occurs via the large surface and the underground. In all tests a maximum heat release of only 3 K was measured in the center of the UHPC-layer. In fact of the small thickness of the UHPC-layer the temperature distribution within the cross-section is nearly linear no Eigenstresses will occur. The measurements of the deformation due to shrinkage

kage started from the very beginning when the UHPC was stiff enough to transfer deformations on the measurement system. For each test series two UHPC specimen were casted on an older concrete structure and two in the formwork. In each case one was sealed with a foil and the other one was hardening at 20°C and 65% relative humidity. With the sealed specimen in the formwork, which could deform freely, the material model to calculate the maximum autogenous shrinkage was tested again and showed good results compared to the measurements. All in all the free deformations caused by autogenous shrinkage were relative low for UHPC and had a maximum deformation of 0,522 mm/m for the mixture FK2-2.5. In the unsealed specimen also occurred deformations due to drying shrinkage which nearly doubled the magnitude of total deformation. In practice, this means that a curing of the fresh UHPC-layer is necessary. When the hardening of the UHPC-layer occurs in thermal and mechanical bond to the older concrete underground the measured deformations are significantly reduced. Especially young concrete has the capability to decrease stresses or deformations with relaxation. The relaxation dissipates the deformations especially in the acceleration period of the hydration in which a main part of deformations develops.

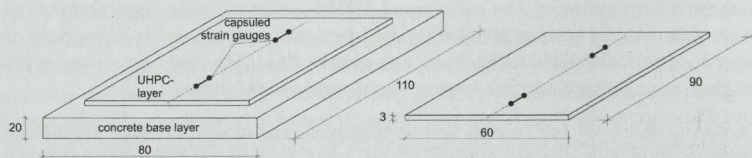


Abb. 0.1: UHPC specimen with instrumentation (left: with bond, right: without bond)

Conclusion In this thesis it is shown that material models valid for normal strength concrete can be applied on ultra-high performance concrete with only minor modifications. These material models allow the calculation of the degree of hydration, compressive strength, tensile strength and Young's modulus. In all calculations the limited hydration is taken into account with the ultimate degree of hydration α_U . Furthermore, the calculation of autogenous deformations depending on mixture parameters was tested for UHPC. In an independent test series the suitability of UHPC for casting thin layers

was proofed. The developed mixtures showed a good performance regarding mixing, casting, compressive strength and durability. The optimised mixtures had a relative low heat development during hydration so that no critical temperature stresses occurred.

All in all UHPC is, when being used as a thin layer, a good alternative solution for protection layers which have to be durable, water- and gasproof. This thesis shows a first step for suitable mixtures and simple applications.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) aus insgesamt drei von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderten Projekten. Diese Projekte waren Bestandteil des Schwerpunktprogramms SPP1182 „Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfesten Beton (UHPC)“. In den Jahren 2005 bis 2009 bearbeitete ich das Projekt „Werkstoffverhalten von ultra-hochfestem Beton im jungen Alter“ zur Entwicklung und Validierung von Werkstoffmodellen für ultra-hochfesten Beton. Abschließend wurde in den Jahren 2010 und 2011 das Projekt „Grundlagen und Anwendung von dünnen, faserbewehrten UHPC-Schichten auf Betonbauteilen“ bearbeitet.

Neben diesen Projekten habe ich am Institut für Baustoffe noch weitere interessante Projekte zum Thema Life-Cycle-Engineering im Industriebau betreut und Industrieforschung betrieben. Im Rahmen meiner Lehrtätigkeit habe ich zahlreichen Jahrgängen von künftigen und bereits tätigen Architekten die Anwendung und Bemessung von Stahlbeton in den Vorlesungen und Übungen „Stahlbetonbau für Architekten“ näher gebracht.

Professor Dr.-Ing. Harald Budelmann danke ich für seine langjährige Unterstützung in den Forschungsprojekten und den arbeitsreichen Wochenenden vor Antragabgabe. Im Rahmen seiner Aufgabe als Erstprüfer war er mir ein sehr guter Diskussionspartner. Professor Dr.-Ing. Steffen Anders danke ich sehr für das große Interesse an meiner Arbeit und die Tätigkeit als Zweitprüfer. Herrn Professor Dr.-Ing. Martin Empelmann danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes. Für seine erfrischende Art bei der Leitung der Prüfungskommission danke ich Herrn Professor Dr. techn. Michael Wistuba recht herzlich und hoffe, dass er nun des Öfteren Betone anstatt Asphalt verwendet.

Ich danke auch allen aktiven und mittlerweile ausgeschiedenen Mitarbeitern des Instituts für Baustoffe und der Materialprüfanstalt. Allen voran sind hier die Betonkolonne und die Baustoffprüfer zu nennen, die mir bei der Herstellung von geschätzten 30 m³ ultra-hochfestem Beton und dessen Zerstörung behilflich waren. Karl-Heinz Sprenger stand mir mit seinem besonders großen Erfahrungsschatz bei der Planung, Instrumentierung und Durchführung bei besonders kniffligen Versuchen immer mit Rat und Tat zur Seite.

Meine ehemaligen Hiwis Rouven Schulze, Isabella Oertel, Jan Oldenburger, Maria Theil und Dennis Wilke danke ich für die tatkräftige Unterstützung bei den durchgeführten Betonagen und für die „T_EXerei“ von Tabellen und Erstellung von Abbildungen.

Ein ganz besonderer Dank gilt meinem ehemaligen Kollegen Dr.-Ing. Matias Krauß, der mir zu seiner aktiven Zeit als Mitinitiator der UHFB-Forschung am iBMB mit Rat und Tat zur Seite stand. Über viele Jahre hatte er auch nach seinem Ausscheiden aus dem iBMB stets ein offenes Ohr für Probleme in Sachen Beton und immer eine Lösung parat.

Meinem Schwiegervater Uwe Seifert und den Mitarbeitern der Gebrüder Gerstenberg GmbH & Co. KG danke ich für die Geduld und gute Beratung bei der Veröffentlichung dieser Arbeit.

Meinen Eltern gebührt ein ganz besonderer Dank, da sie mich während meines langen beruflichen Werdegangs vom Abitur über Ausbildung und Studium bis hin zum Abschluss meiner Promotion immer unterstützt haben.

Zuletzt danke ich meiner lieben Ehefrau Anna für das langjährige Aushalten meiner Launen, den Verzicht auf Urlaube und das „mal-Abends-ausgehen“. Ich denke, dass sie durch das Korrekturlesen meiner Arbeit mittlerweile eine ganze Menge über Beton und dessen Faszination kennen gelernt hat und versteht, warum ich all diese Mühen auf mich genommen habe. Ab jetzt bin ich wieder mehr für sie da.

Euch allen vielen, vielen Dank.

1 Einleitung

Beton mit einer Zylinderdruckfestigkeit von mehr als 90 MPa ist nicht in der DIN EN 1992-1-1 [25] geregelt und wird als ultra-hochfester Beton oder ultra-high performance concrete (UHPC) bezeichnet. Die Herstellung dieser Betone erfolgt üblicherweise mit Faserbewehrung, weshalb dieser hochleistungsfähige Baustoff im Folgenden als ultra-hochfester faserverstärkter Beton (UHFB) bezeichnet wird. UHFB bietet nicht nur beim Neubau, sondern auch bei Sanierungen und zur Wiederherstellung der Dauerhaftigkeit eine Alternative zu konventionellem Beton. Die gesteigerte Leistungsfähigkeit und verbesserte Dauerhaftigkeit ergibt sich durch die höheren mechanischen Festigkeitskennwerte und die höhere Dichtigkeit gegenüber flüssigen und gasförmigen Medien. Diese herausragenden Eigenschaften öffnen UHFB in der Baupraxis ein großes Anwendungsfeld. Die Anwendung von UHFB ist allerdings mit erheblichem Aufwand verbunden, da in Deutschland weder Normen noch Richtlinien zur Anwendung existieren. Der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) hat mit dem Sachstandsbericht „Ultrahochfester Beton“ [82] eine Zusammenfassung von Ergebnissen aus laufenden Forschungsvorhaben, aber keine Bemessungsrichtlinie herausgegeben.

Zur Beschreibung und Klassifizierung von UHFB wird die Zylinderdruckfestigkeit f_{cc} im Alter von 28 Tagen verwendet. Kennzeichnend für die Herstellung von UHFB sind die optimierte Packungsdichte, die Verwendung reaktiver Feinststoffe, ein niedriger Wasser-Zement-Wert bzw. Wasser-Bindemittel-Wert bei sehr hohem Zementgehalt. Zur Verbesserung der Duktilität des sehr spröden Werkstoffs werden Fasern zugemischt, wodurch sich die zentrische Zugfestigkeit nur im geringen Maße erhöht, aber die Rissverteilung und die maximale Rissbreite im erhärteten Material wesentlich verbessert wird. Demnach sind folgende Eigenschaften kennzeichnend für UHFB:

- hoher Zementgehalt
- niedriger Wasser-Zement- bzw. Wasser-Bindemittel-Wert
- Verwendung hochleistungsfähiger Fließmittel
- Zugabe puzzolanischer Zusatzstoffe und hochfeiner Gesteinsmehle
- Faserbewehrung

Die Anwendung von UHFB ist in der Praxis, wie Schmidt et al. in [80] zeigen, allerdings auf wenige Projekte mit Pioniercharakter beschränkt. Gründe hierfür sind die Verwendung spezieller Ausgangsstoffe und deren Verarbeitung. Zur Zeit verfügbare UHFB-Rezepturen werden meist mit bestimmten Zement-Mikrosilica-Kombinationen hergestellt. Die Rezepturen sind zudem für die Herstellung von Kleinmengen im Spezialmischer und nicht für größere Mengen für den Baustellenbedarf konzipiert. Werkstoffmodelle zur Beschreibung der Erhärtung und der zeitabhängigen Festigkeitseigenschaften stehen nicht zur Verfügung. Die Nachweise unter Gebrauchslasten finden meist in aufwändigen Bauteilversuchen oder Simulationen statt. Zudem wird die Anwendung durch komplizierte Verfahren mit Zustimmung im Einzelfall erschwert.

Um den Werkstoff UHFB besser in die Praxis zu implementieren und Bemessungsansätze auf Grundlage einer abgesicherten Datenbasis zu etablieren, wurde von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) das Schwerpunktprogramm SPP 1182 „Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton“ eingerichtet. Im SPP 1182 wurden die mechanischen Kurz- und Langzeiteigenschaften und die Dauerhaftigkeit von UHFB untersucht. Hinzu kamen eine Vielzahl von Untersuchungen zum Trag- und Brandverhalten von Bauteilen. Die erzielten Ergebnisse wurden von den Projektpartnern so aufbereitet, dass sie als Grundlage für Richtlinien und Bemessungsmodelle verwendet werden können. Im iMBB wurden im Schwerpunktprogramm in zwei Teilprojekten das zeitabhängige Werkstoffverhalten von UHFB, insbesondere im jungen Betonalter, untersucht sowie die Anwendung von UHFB als dünne, im Verbund erhärtende Schicht erprobt ([14], [15], [16] und [17]).

Die Erforschung von Betoneigenschaften im jungen Alter setzt eine Reihe von Arbeiten im iMBB fort. Laube [59], Gutsch [44] und Krauß [57] haben in ihren Arbeiten bereits zahlreiche Ansätze zur vollständigen Beschreibung der Erhärtung von unterschiedlichen Betonen erarbeitet. Gutsch hat in seiner Arbeit [44] die Abbildung 1.1 entwickelt, die zeigt, welche Maßnahmen und Steuerungsgrößen zur Bemessung und zum Entwurf von schadenfrei erhärtenden und dauerhaften Betonbauteilen zur Verfügung stehen. Die Zusammenhänge wurden ursprünglich für Normalbeton entwickelt, lassen sich aber auf UHFB übertragen. Neben der Konstruktion und der Ausführung kommt der Betontechnologie eine zentrale Bedeutung zu. An dieser Stelle steckt auch bei UHFB das größte Entwicklungspotential.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass, obwohl UHFB seit einigen Jahren ein zentraler Forschungsschwerpunkt ist, noch keine allgemein gültigen Bemessungsansätze zur Verfügung stehen, die zur Beschreibung der altersabhängigen Werkstoffeigenschaften benötigt werden. In dieser Arbeit wird

deshalb geprüft, wie vorhandene Werkstoffmodelle auf UHFB übertragbar sind, und deren Anwendbarkeit durch Vergleich mit Ergebnissen aus experimentellen Untersuchungen erprobt. Zudem wird die Verwendung von UHFB als dünne Schicht getestet, da es sich hierbei um ein potentielles Anwendungsgebiet von UHFB in der Praxis handelt.

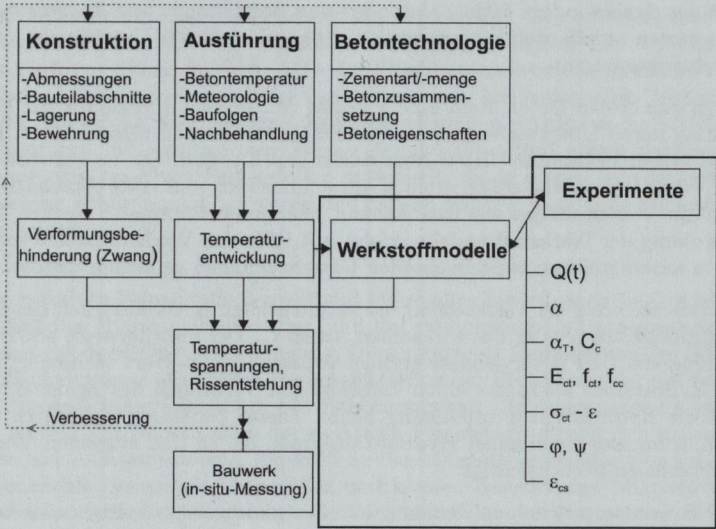


Abb. 1.1: Maßnahmen und Ansätze zur Bestimmung von Zwangsspannungen während der Hydratation von Betonbauteilen (aus [44])

1.1 Problembeschreibung und Zielstellung

UHFB ist im höchsten Maße leistungsfähig, sodass sich ein Einsatz in der Praxis überall dort anbietet, wo eine hohe Materialfestigkeit und Dichtigkeit gegenüber flüssigen und gasförmigen Medien benötigt wird. Allerdings fehlen für UHFB wichtige Grundlagen wie Werkstoffmodelle zur Beschreibung der zeitabhängigen mechanischen Werkstoffeigenschaften oder der Erhärtung. Insbesondere fehlen Methoden zur Bestimmung von Bemessungskennwerten auf Bauteilwiderstandsseite anhand einfacher Vorversuche oder Rezepturparameter.

Für normalfesten Beton steht eine Vielzahl von Werkstoffmodellen zur Verfügung, deren Übertragbarkeit auf UHFB im ersten Teil dieser Arbeit anhand zweier bekannter UHFB-Rezepturen geprüft wird. Die zu entwickelnden Werkstoffmodelle sollen einfach anwendbar sein und erste Abschätzungen von Werkstoffeigenschaften anhand bekannter Parameter liefern. Die Erprobung der Werkstoffmodelle erfolgt mit Hilfe von Werkstoffkennwerten, die in umfangreichen experimentellen Untersuchungen gemessen wurden.

Die Beschreibung der Werkstoffeigenschaften erfolgt in Abhängigkeit des Hydratationsgrads α oder des wirksamen Alters t_e . Der üblicherweise zur Herstellung von UHFB verwendete geringe Wasser-Zement-Wert verhindert bei der Hydratation allerdings einen vollständigen Verbrauch des Zements, sodass die Hydratation unvollständig bleibt. Dieser Umstand wird durch die Einführung des maximalen Hydratationsgrads α_U in den einzelnen Werkstoffmodellen berücksichtigt.

UHFB werden mit hohem Zementgehalt bei gleichzeitig niedrigem Wasser-Zement-Wert hergestellt. Hierdurch entstehen bei der Hydratation durch Schwindprozesse sehr große volumetrische Veränderungen im erhärtenden Beton. Insbesondere im jungen Alter kann das Schwinden große Zugspannungen verursachen, sodass der noch junge Beton durch Risse geschädigt werden kann. Für normalfesten Beton stehen validierte Werkstoffmodelle zur Abschätzung der Schwindverformungen anhand einzelner Rezepturparameter zu Verfügung. Ein einfacher Ansatz zur Bestimmung der maximalen Schwindverformungen und des zeitabhängigen Verlaufs basierend auf Rezepturdaten wurde in dieser Arbeit für verschiedene UHFB-Rezepturen geprüft. Zur Messung der Schwindverformungen wurde eine Vielzahl von Experimenten an bauteilähnlichen Probekörpern durchgeführt.

Der zweite Themenschwerpunkt dieser Arbeit ist die Anwendung von UHFB als dünne Schicht. Zur Zeit verfügbare UHFB-Rezepturen sind oftmals nur bedingt für die Praxis geeignet, da neben Verarbeitungsproblemen durch die

klebrige Konsistenz, der hohe Zementgehalt ein nicht zu unterschätzender Kostenfaktor ist. Es galt also robuste Rezepturen zu entwickeln, die unter Baustellenbedingungen auch in größeren Mengen ökonomisch herstellbar und als dünne Schicht einbaubar sind. An diesen Rezepturen wurde erneut die Anwendbarkeit der zuvor entwickelten Werkstoffmodelle erprobt.

Die Konsistenz üblicher UHFB ist durch die Verwendung großer Mengen reaktiver und nicht reaktiver Feinststoffe, wie Zement, Gesteinsmehl und Mikrosilica, zäh und klebrig und somit wenig praxistauglich. Zur Anwendung als 2 - 5 cm dünne Schicht sollte die Frischbetonkonsistenz fließfähig bzw. selbstverdichtend sein, da die Verdichtung mit konventionellen Methoden nicht möglich ist. In umfangreichen Versuchsreihen wurden deshalb UHFB-Rezepturen mit optimiertem Wasser-Zement-Wert und einem reduzierten Gehalt von reaktiven Feinststoffen entwickelt, die in einem konventionellen Zwangsmischer herstellbar waren und nahezu selbstverdichtende Eigenschaften zeigten.

Die reaktiven Feinststoffe Zement und Mikrosilica beeinflussen die Geschwindigkeit der Hydratationsreaktion und die entstehende Hydratationswärme bei der Erhärtung ungünstig. Die angestrebte Reduzierung des Feinststoffgehalts muss aber unter Berücksichtigung der Einhaltung der optimalen Packungsdichte erfolgen, um den Hohlraumgehalt der Ausgangsstoffe gering zu halten. Zur Substitution der reaktiven Feinststoffe eignen sich insbesondere inerte Gesteinsmehle, die auch in dieser Arbeit verwendet wurden. Gesteinsmehle dienen als Mikrofüller und können Zement und Mikrosilica in gewissem Maße ersetzen, sodass die Verarbeitbarkeit verbessert und die entstehende Hydratationswärme reduziert wird. Die Verwendung inerter Gesteinsmehle verringert zudem die entstehenden Schwindverformungen.

Bei der Anwendung von UHFB als dünne Schicht oder Beschichtung auf bestehenden Betonbauteilen erhärtet der UHFB im Verbund mit dem Untergrund. Hierbei entstehen durch Schwinddehnungen ε_s und Temperaturdehnungen bei sich ausbildendem Verbund Eigenspannungen, aber auch Zwangsspannungen in der Schicht. Die Wirksamkeit und Dauerhaftigkeit der aufbetonierten UHFB-Schicht hängt insbesondere von der Größe der entstehenden Dehnungen bzw. Spannungen und von den sich zeitgleich entwickelnden Werkstoffeigenschaften und der Wirksamkeit des sich ausbildenden Verbunds ab. Die auftretenden Dehnungen infolge von Schwinden und abfließender Hydratationswärme sowie Kriech- und Relaxationsphänomene wurden in dieser Arbeit an bauteilartigen UHFB-Platten gemessen.

1.2 Gliederung

Nach der Einleitung wird im Kapitel 2 zunächst ein Überblick über den Stand der Forschung in den für diese Arbeit relevanten Themenbereichen gegeben. Schwerpunkte hierbei sind die Ausgangsstoffe zur Herstellung von UHFB, zurzeit verfügbare Werkstoffmodelle für Beton sowie die Anwendungsmöglichkeiten und Leistungsfähigkeit von dünnen Betonschichten auf Betonbauteilen. Für ultra-hochfesten Beton werden Besonderheiten bei der Herstellung und Verarbeitung sowie eine Übersicht über typische Ausgangsstoffe gezeigt. Bei den Werkstoffmodellen werden im Besonderen die Ansätze zur Abschätzung des Hydratationsgrads, der mechanischen Festigkeitskennwerte, des Schwindens, des Kriechens und der Wärmedehnzahl α_T in Abhängigkeit wesentlicher Rezepturparameter erläutert. Das Kapitel endet mit einer Übersicht zur Herstellung und Erhärtung von dünnen Betonschichten und -platten.

Im ersten Teil dieser Arbeit werden in den Kapiteln 3 bis 5 die beiden Basisrezepturen M2Q und B4Q beschrieben. Das Kapitel 3 behandelt zunächst die experimentellen Untersuchungen an den Rezepturen M2Q und B4Q. Für diese Rezepturen werden die verwendeten Ausgangsstoffe, die Herstellung des Frischbetons und die Herstellung und Lagerung von Probekörpern erläutert. Des Weiteren werden die speziellen Untersuchungen im adiabatischen Kalorimeter und in den Temperatur-Spannungs-Prüfmaschinen gezeigt. Das Kapitel 4 zeigt die in den experimentellen Untersuchungen erzielten Ergebnisse und deren Aufbereitung zur Auswertung und Modellierung. Die Anwendbarkeit der Werkstoffmodelle wird in Kapitel 5 zunächst anhand der Basisrezepturen M2Q und B4Q geprüft und gegebenenfalls für die Anwendung bei UHFB modifiziert. Grundlage für die Werkstoffmodelle sind Versuche im adiabatischen Kalorimeter zur Bestimmung der Wärmeentwicklung und des zeitabhängigen Verlaufs des Hydratationsgrads α bzw. des wirksamen Alters t_e . Beide werden im weiteren Verlauf dieser Arbeit als Eingangsgröße für die vorhandenen Modelle verwendet. Geprüft werden weiterhin Materialmodelle zur Bestimmung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften, der lastunabhängigen und lastabhängigen Verformungen und der altersabhängigen Wärmedehnzahl α_T .

Im zweiten Teil dieser Arbeit wird in den Kapiteln 6 bis 8 die Entwicklung und Untersuchung von UHFB-Rezepturen zur Anwendung als dünne Schicht auf Betonbauteilen beschrieben. In Kapitel 6 wird zunächst die Entwicklung von fließfähigen und selbstentlüftenden UHFB-Rezepturen erläutert. Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen mit den für dünne UHFB-Schichten entwickelten Rezepturen werden in Kapitel 7 erläutert.

Neben den Untersuchungen zur Wärmefreisetzung im adiabatischen Kalorimeter und der Druckfestigkeit werden die durchgeführten Untersuchungen zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit (Quecksilberdruckporosimetrie und Wassereindringverhalten) beschrieben. Ergänzt wird das Kapitel durch die gesonderten Versuche zur Messung der Wärmeentwicklung und des Spannungsaufbaus an bauteilartigen Probekörpern. Die Ergebnisse der Untersuchungen der entwickelten Rezepturen für dünne Schichten werden in Kapitel 8 dargestellt und daraus resultierende Anwendungserkenntnisse formuliert.

Zum Abschluss werden im Kapitel 9 die erzielten Ergebnisse dieser Arbeit zusammengefasst sowie offene Probleme und zukünftiger möglicher Forschungsbedarf aufgezeigt.

2 Stand der Forschung

Im folgenden Kapitel wird der Stand der Forschung der für diese Arbeit relevanten Themenbereiche beschrieben. Besondere Schwerpunkte hierbei sind:

- Ausgangsstoffe und Herstellung ultra-hochfesten Betons
- Werkstoffmodelle für UHFB (zeitabhängiges Werkstoffverhalten)
- dünne Betonschichten auf Betonbauteilen (Anwendungsbeispiele und Besonderheiten bei der Erhärtung)

Zunächst werden in Abschnitt 2.1 die zur Herstellung von UHFB benötigten Ausgangsstoffe erläutert. Die jeweiligen Ausgangsstoffe können auch zur Herstellung von normalfestem Beton verwendet werden, müssen für UHFB aber gezielt mit einer optimalen Packungsdichte zusammengestellt werden, um eine hohe Druckfestigkeit und Dauerhaftigkeit zu erreichen.

Für UHFB existieren nur wenige allgemein gültige Werkstoffmodelle oder Bemessungsansätze. Im Abschnitt 2.2 werden deshalb für normal- und hochfesten Beton übliche Materialmodelle gezeigt, deren Anwendbarkeit für ultra-hochfesten Beton im weiteren Verlauf dieser Arbeit geprüft wird. Gegebenenfalls werden diese Materialmodelle oder einzelne Parameter für UHFB modifiziert und angepasst.

Im Abschnitt 2.3 werden Beispiele aus der Praxis aufgezeigt, bei denen UHFB, hochfester Beton oder Faserbeton als dünne Schicht auf bestehende Betonbauteile aufgetragen wurde. Ziel dieses Abschnitts ist die Ausarbeitung der besonderen Problemstellungen bei der Verwendung von Beton als dünne, im Verbund erhärtende Schicht oder Beschichtung. Hierzu werden Forschungsergebnisse und für Normalbeton bekannte Bemessungsansätze kurz vorgestellt.

2.1 Ausgangsstoffe und Herstellung von UHFB

UHFB ist Beton mit einer charakteristischen Druckfestigkeit oberhalb der in [25] definierten Druckfestigkeitsklassen bis C90/105. Neben der hohen

Druckfestigkeit verfügt UHFB über eine hohe Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit, was ihn zu einem äußerst leistungsfähigen Werkstoff macht. Bereits Walz [88] hat im Jahr 1966 Beton mit einer Druckfestigkeit von bis zu 140 MPa hergestellt. Die Herstellung hochfesten Betons erfolgte bis in die 70er Jahre ausschließlich unter Laborbedingungen. Mitte der 70er Jahre ermöglichten zwei wesentliche Entwicklungen in der Betontechnologie den Durchbruch für die Anwendbarkeit von hochleistungsfähigem Beton in größerem Maßstab auf der Baustelle. Durch die Verwendung von Microsilicastaub als hochfesten reaktivem Füllstoff konnte das Porengefüge im Beton verfeinert werden, sodass die Festigkeit und Dauerhaftigkeit verbessert wurden. Zeitgleich wurden hochwirksame Fließmittel entwickelt, die eine Absenkung des Wasser-Zement-Wertes unter 0,4 ermöglichten, ohne die Verarbeitbarkeit des Frischbetons einzuschränken. Die Weiterentwicklung und Verbesserung der Analysemethoden für die Betontechnologie ermöglichte in den Folgejahren auch die weitere Optimierung und Verbesserung einer Vielzahl von Betoneigenschaften, woraus auch die Entwicklung ultra-hochfester faserverstärkter Betone resultierte.

2.1.1 Zement

Generell sind alle Zementarten nach DIN EN 197-1 [22] zur Herstellung von UHFB geeignet. In der Praxis (vgl. [12], [37] und [79]) kommt meist Portlandzement der Festigkeitsklasse CEM I 42,5 oder CEM I 52,5 zum Einsatz, um die hohe, für UHFB charakteristische, Druckfestigkeit zu erreichen. Siebel und Müller [83] empfehlen die Verwendung C₃A-armer oder C₃A-freier Portlandzemente, sogenannter HS-Zemente. Üblicherweise werden Zementgehalte von 600 bis 1000 kg/m³ verwendet. In Einzelfällen werden Gehalte von weniger als 500 kg/m³ [81] verwendet, aber bei spezieller Anwendung auch deutlich mehr als 1200 kg/m³ [12].

2.1.2 Gesteinskörnungen

Zur Herstellung von UHFB werden überwiegend Gesteinskörnungen mit einem Größtkorn von weniger als 0,5 mm verwendet. Schmidt et al. berichten in [79] von der Möglichkeit zur Herstellung von selbstverdichtendem UHFB mit einem Größtkorn von 8 und 16 mm. In [82] wird deshalb die Empfehlung gegeben, bei einem Größtkorndurchmesser von ≤ 1 mm die Bezeichnung feinkörniger UHFB (Feinkornbeton) und bei einem Größtkorndurchmesser von > 1 mm die Bezeichnung grobkörniger UHFB (Grobkornbeton), abweichend von der bisher gebräuchlichen Klassifizierung in Mörtel (Größtkorn

$\leq 4 \text{ mm}$) und Beton (Größtkorn $> 4 \text{ mm}$), zu verwenden. Für die Herstellung von UHFB sind Gesteinskörnungen geeignet, die der derzeit gültigen DIN EN 12620 [26] entsprechen und über eine ausreichend hohe Festigkeit verfügen.

2.1.3 Microsilica

Silicastaub ist ein Nebenprodukt der Silizium- und Ferro-Silizium-Produktion und fällt in den zur Herstellung benötigten Elektrofiltern in größeren Mengen an. Kennzeichnend sind vor allem der große Bestandteil an SiO_2 , die nahezu perfekt sphärische Form, die geringe Partikelgröße, die puzzolanische Reaktivität und die sehr große spezifische Oberfläche. Unreagiertes Microsilica ist aufgrund seiner geringen Partikelgröße und der kugeligen Form ein ideales Füllkorn für Hohlräume im Mikrometerbereich. Bei entsprechender Dosierung und Einhaltung der optimierten Packungsdichte können auch ohne zusätzliche Wasserzugabe verarbeitungsfähige Frischbetonkonsistenzen eingestellt werden. Planmäßig verbleibt bei UHFB ein großer Teil des Microsilicas unreagiert im Gefüge zurück. Gründe hierfür sind die hohe Zudosierung von Microsilica und eine nicht ausreichende Menge von Ca(OH)_2 , das bei den Hydratationsreaktionen des Zements entsteht.

Bei der Verwendung von Microsilicastaub zur Herstellung von Beton sind jedoch einige Besonderheiten zu beachten. Geisenhanslüke hat in seinen Untersuchungen [40] festgestellt, dass UHFB mit einem großen volumetrischen Anteil an Feinststoffen zur Agglomeration der trockenen Ausgangsstoffe neigt. Agglomerate können bereits bei der Lagerung entstehen und lassen sich bei der Herstellung nur mit erhöhtem Einsatz von Mischenergie wieder aufbrechen. Die Agglomerationen werden durch die großen interpartikulären Kräfte hervorgerufen, die ein Zusammenhaften der Trockenstoffe bewirken. Mitchell [63] hat in sehr altem Beton, der mit Zusatz von Microsilica hergestellt wurde, mittels XRD zahlreiche Agglomerationen von Silicastaubpartikeln entdeckt. Ferner hat er festgestellt, dass die Geschwindigkeit der puzzolanischen Reaktion insbesondere von der Anzahl und Größe der Silicaagglomerationen abhängt bzw. wie gut diese beim Mischvorgang aufgebrochen werden können.

Im Gegensatz zu inerten Feinststoffen hat der Einsatz von Microsilica zur Herstellung von UHFB aufgrund seiner puzzolanischen Aktivität weitere Vorteile. Im noch flüssigen Beton beginnt die Reaktion, bei der vorhandenes Ca(OH)_2 verbraucht und in festigkeitsbildende C-S-H-Phasen umgewandelt wird. Die Aktivität der Reaktion hängt von der chemischen Zusammensetzung, den Beimengungen, den Verunreinigungen, der Partikelgröße

und dem SiO_2 -Gehalt des Microsilicas ab. Die puzzolanische Reaktion findet zum Einen in der Zementsteinmatrix, zum Anderen auch in der Kontaktzone ITZ (Interfacial Transition Zone) zwischen der Zementsteinmatrix und der Gesteinskörnung statt.

In der Matrix bilden die Microsilicapartikel Keimzellen, an denen die Reaktion und eine vermehrte Bildung von C-S-H-Phasen stattfindet. Die Umwandlung von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ in C-S-H-Phasen sorgt für die Ausbildung eines sehr feinen und diskontinuierlichen Porengefüges, das nahezu frei von Kapillarporen ist, wie in verschiedenen Untersuchungen ([20] und [42]) festgestellt wurde. Bei Beton mit hohem Wasser-Zement-Wert und ohne Zugabe von Microsilica ist die ITZ eine Schwachstelle im Gefüge, da sie meist poröser und mit Ansammlungen von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ und Ettringit durchzogen ist. Üblicherweise werden durch das Absetzen von Blutwasser an den einzelnen Gesteinskörnern nur im geringen Maße festigkeitssteigernde C-S-H-Phasen gebildet. Das Microsilica wirkt im Frischbeton stark wasserrückhaltend, sodass sich nur äußerst geringe Mengen an Wasser an den einzelnen Gesteinskörnern ansammelt. Die Abbildung 2.1 zeigt den Vergleich zwischen einem Beton mit Portlandzement (a, b) und einem Beton aus Portlandzement und Microsilica (c, d). In (a) sammelt sich um die Gesteinskörnung Blutwasser, was beim Erhärten zu einer Störung der ITZ führt (b).

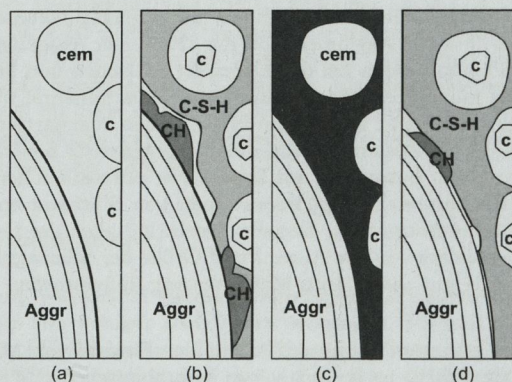


Abb. 2.1: Vergleich der Kontaktzone eines Betons aus Portlandzement (a, b) und einem Beton aus Portlandzement und Microsilica (c, d) aus [3]

Bei der Zugabe von Microsilica bei der Frischbetonherstellung ist der Raum zwischen Gesteinskörnung und Portlandzement bereits mit Microsilicastaub gefüllt (c), sodass der Hohlraum zwischen den Partikeln minimiert wird und sich dort auch kein Blutwasser ansammeln kann. Bei der Hydratation und puzzolanischen Reaktion entstehen in der ITZ zusätzliche C-S-H-Phasen, die die Struktur der Kontaktzone wesentlich verbessern.

Das verbleibende $\text{Ca}(\text{OH})_2$ sorgt üblicherweise für eine hohe Alkalität im Festbeton und gewährt den Korrosionsschutz der Bewehrung. Mit dem zunehmenden Verbrauch von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ in der puzzolanischen Reaktion verringert sich der alkalische Puffer. Untersuchungen von König und Wagner [56] belegen, dass selbst bei einem Beton mit 350 kg/m^3 Zement und einer Zugabe von ca. 20 Vol.-% Microsilica noch ausreichend $\text{Ca}(\text{OH})_2$ vorhanden ist, um die Alkalität des Betons aufrecht zu erhalten.

Die Wirkungsweise von Silicastaub in Beton lässt sich wie folgt zusammenfassen:

- Microsilicapartikel besetzen kleinste Stellen im Porenraum des hydratisierenden Betons (Verdichtung der Gelstruktur)
- puzzolanische Reaktion zwischen Microsilica und $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (Verbesserung der Kontaktzone)
- Microsilicapartikel bilden reaktive Zellen für die Zementhydratation (vermehrte Bildung von C-S-H-Phasen)

2.1.4 Zusatzmittel

Bislang wurden zur Herstellung von Beton mit niedrigem Wasser-Zement-Wert vorwiegend Fließmittel auf der Basis von sulfonierten Naphthalin-formaldehydkondensaten (SNF bzw. NFS), sulfonierten Melaminformaldehydkondensaten (SMF bzw. MFS) oder Ligninsulfonaten eingesetzt. Die verflüssigende Wirkung dieser Fließmittelarten, die auch als Fließmittel der ersten Generation bezeichnet werden, beruht auf der Adsorption des Fließmittels auf der Oberfläche der hydratisierenden Zementpartikel und der damit einhergehenden Änderung der Ladungsverteilung, die eine elektrostatische Abstoßung bewirkt. Zusätzlich zu der elektrostatischen Abstoßung reduzieren Fließmittel die Oberflächenspannung des Zugabewassers. Die Trockenstoffe werden wesentlich besser vom Wasser-Fließmittel-Gemisch benetzt. Allerdings stellt sich die verflüssigende Wirkung dieser Fließmittelarten erst bei hoher Dosierung ein, einhergehend mit einer deutlichen Verzögerung des Hydratationsbeginns. Fließmittel der nächsten Generation bestanden aus Polycarboxylaten (PC), die nicht mehr so stark verzögern, aber auch in

hoher Dosierung zugemischt werden müssen. Neuere Fließmittel bestehen aus Polycarboxylatether (PCE), die eine optimale Verflüssigung bei moderater Dosierung erreichen. Die Wirkungsweise der PCE beruht ebenfalls auf einer Adsorption an der Oberfläche der Klinkerphasen. Plank et al. haben in [70] festgestellt, dass PCE vorwiegend an C_3A oder Ettringit adsorbiert und nicht an den Hydratationsprodukten, sodass der Ablauf der Hydratation nicht beeinflusst wird. Zudem bewirken die Polyethergruppen eine verstärkte sterische Abstoßung der einzelnen Partikel untereinander.

Weitere Untersuchungen ([1] und [37]) haben gezeigt, dass einige Fließmittel in Kombination mit bestimmten Zementen und Feinststoffen eine besonders zähe und klebrige Frischbetonkonsistenz verursachen. Mögliche Ursachen hierfür sind hydrodynamische Kräfte, Partikel-Partikel-Wechselwirkungen und das rheologische Verhalten des Frischbetons. Geisenhanslüke hat in [40] in umfangreichen Frischbetonuntersuchungen an Mörtel und Beton eine Interaktion zwischen den Fließmittelmolekülen und der Oberfläche der Zementpartikel festgestellt. Plank et al. haben in Versuchen [69] herausgefunden, dass Fließmittel aus Copolymeren von Methacrylatester und Allylether eine besonders verflüssigende Wirkung haben. Die Copolymere der Methacrylatester dispergieren vorrangig den Zement, während die des Allylethers vorwiegend bei Microsilica eine dispergierende Wirkung zeigen.

2.1.5 Fasern

Trotz der sehr großen Druckfestigkeit verfügt UHFB nur über eine vergleichsweise geringe Zugfestigkeit. Die Sprödigkeit von Beton ohne Faserbewehrung nimmt bei steigender Druckfestigkeit sehr stark zu, sodass bei ultra-hochfestem Beton ohne Faserzugabe mit einem linearelastisch spröden Versagen unter Zugbeanspruchung zu rechnen ist. Für eine Anwendung in der Praxis sollte die Duktilität des UHFB so weit erhöht werden, dass ein schlagartiges Versagen des Betons ausgeschlossen wird. Die erreichbare Duktilität des UHFB hängt im Wesentlichen von Faserart, -gehalt, -länge und -durchmesser ab. Je nach verwendetem Material der Fasern kann es zur Korrosion einzelner oberflächennaher Fasern oder Faserspitzen kommen. Die Dauerhaftigkeit bzw. die Tragfähigkeit des Bauteils wird hierdurch nicht beeinflusst. Einzelne Korrosionsstellen an der Oberfläche könnten lediglich eine optische Beeinträchtigung darstellen.

Richard, Cheyrezy und Dugat [72] haben umfangreiche Versuchsserien zur Anwendbarkeit und Optimierung verschiedener Faserarten für Beton durchgeführt. Sie geben als günstige Faserlänge l_f einen Bereich zwischen 4 und 20

mm bei einem optimalen Faserdurchmesser d_f von 0,08 bis 0,5 mm an. Ferner sollte das Verhältnis der mittleren Faserlänge zu dem Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung d_{max} mindestens 10 betragen. Empfohlen wird ein Fasergehalt von 2,5 bis 3,5 Vol.-% zur Steigerung der Biegezugfestigkeit und Fasergehalte von 2,0 bis 2,5 Vol.-% zur Steigerung der Duktilität.

Auch Fehling et al. haben in aufwendigen Versuchsreihen [37] gezeigt, dass ein Fasergehalt von bis zu 2,5 Vol.-% erheblich zur Steigerung der Duktilität beiträgt. Getestet wurden Stahlfasern mit Durchmessern von 0,15 bis 0,20 mm und Längen von 6 bis 9 mm . Leutbecher und Fehling haben in [60] und [61] festgestellt, dass sich mit einer moderaten Faserzugabe die Rissbreite in UHFB verringern lässt und sich somit die Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit wesentlich verbessert. Die Fasern haben einen günstigen Einfluss auf den Rissbildungsprozess und die entstehenden Rissbreiten. Zudem haben Leutbecher und Fehling sehr gute Ergebnisse bei einer Kombination aus Stabstahlbewehrung und Fasern erzielt. Bei der untersuchten UHFB-Schicht, die im Verbund auf einer Normalbetonunterlage erhärtete, konnte mit einer Faserzugabe von 0,9 Vol.-% die Rissbreite w_k auf 0,05 mm reduziert werden.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Zugabe von Fasern nur eine geringe Steigerung der zentrischen Zugfestigkeit bewirkt. Allerdings wird mit einer Faserbewehrung das Nachbruchverhalten und die Duktilität des Betons positiv verändert. Zudem lässt sich die Rissbreite effektiv begrenzen und die Dauerhaftigkeit wesentlich verbessern.

2.1.6 Optimierte Packungsdichte

Zur Herstellung von UHFB müssen die zuvor beschriebenen Ausgangsstoffe unter Berücksichtigung der Einhaltung einer optimalen Packungsdichte zusammengestellt werden. Um eine besonders dichte Betonmatrix zu erhalten, müssen die Hohlräume zwischen den Körnern einer Kornfraktion bzw. den Zementkörnern jeweils mit den Körnern der nächstkleineren Kornfraktion bzw. mit Füllstoffen (Microsilica oder Gesteinsmehl) sowohl großemäßig als auch volumetrisch ausgefüllt werden. Die Optimierung der Packungsdichte erfolgt bis in den Feinkornbereich $< 0,125\text{ mm}$ unter Berücksichtigung sämtlicher Ausgangsstoffe. Alle durch Gesteinskörnung, Zement und Füllstoffe ausgefüllten Hohlräume im Gefüge müssen für eine verarbeitbare Konsistenz nicht mehr mit Wasser oder Fließmittel gefüllt werden, sodass der Wasseranspruch der Rezeptur sehr gering ist und ein Wasser-Zement-Wert von weniger als 0,30 erreichbar ist.

Eine zu große Menge an sehr feinen Zusatzstoffen bewirkt allerdings das Gegenteil. Der Hohlraum in der Trockenmischung wird zwar ausreichend

ausgefüllt, aber der Überschuss an Feinststoff vergrößert die zu benetzende Oberfläche und letztlich den Wasseranspruch des Frischbetons. Zudem verschlechtert sich die Verarbeitbarkeit durch eine klebrige, honigartige Konsistenz. Somit kommt der Optimierung des Feinststoffvolumens beim Entwurf von UHFB eine zentrale Rolle zu. Schmidt et al. geben in [79] die Empfehlung, die Kornpackung beim Entwurf durch die Bestimmung der Packungsdichte und des spezifischen Feststoffvolumens der Bindemittelmatrix zu berücksichtigen. Bei normalfestem Beton wird eine ideale Korngrößenverteilung nach der Fuller-Parabel erreicht.

Die Abbildung 2.2 zeigt die Fuller-Parabel, die Regelsieblinien A8, B8, C8 und U8 sowie eine in [81] für UHFB optimierte Gesamtsieblinie. Man erkennt deutlich den unsteten Verlauf der Gesamtsieblinie für UHFB sowie die Berücksichtigung der Korngrößenverteilung bis in den Mikrometerbereich.

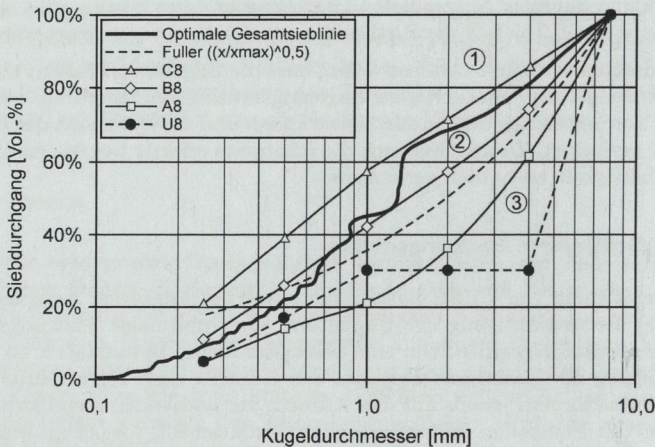


Abb. 2.2: Vergleich einer optimierten Gesamtsieblinie für UHFB mit der Fuller-Parabel sowie den Regelsieblinien A8, B8, C8 und U8 (aus [81])

Die Zusammensetzung der Trockenstoffe für eine optimale Packungsdichte wird numerisch (z.B. in [82]) oder experimentell ermittelt. Beide Ansätze sind praktikable Möglichkeiten zur Abschätzung einer möglichen Korngrößenverteilung, die allerdings nur theoretisch optimiert ist. Einflüsse infolge

der Kornform, der Oberflächenrauigkeit, der Wirkungsweise von agglomerierten Ausgangsstoffen und der Oberflächenladung der Trockenstoffe in Interaktion mit dem verwendeten Fließmittel sind nur unzureichend geklärt, sodass häufig auf bekannte Rezepturen zurückgegriffen wird oder zunächst Versuche zur Bestimmung der Verarbeitbarkeit mit kleinen Mengen durchgeführt werden.

Die im Festbeton tatsächlich erreichte Packungsdichte lässt sich anhand der Porigkeit des erhärteten Festbetons beurteilen. Zudem kann aus dem Gesamtporengehalt und der Porenradienverteilung die Dichtigkeit des Gefüges und die Dauerhaftigkeit abgeschätzt werden. Ein erprobtes Verfahren zur Messung der Porigkeit ist die Quecksilberdruckporosimetrie. Mit dieser Methode kann der Gesamtporenanteil und die Porenradienverteilung im erhärteten Beton gemessen werden. Die Abbildung 2.3 zeigt die Porenradienverteilung für verschiedene normal-, hoch- und ultra-hochfeste Betone, die in [37] untersucht wurden. Der Gesamtporenanteil liegt bei ca. 15 Vol.-% für Normalbeton, ca. 11 Vol.-% für den hochfesten Beton und bei ca. 6 Vol.-% für die untersuchten UHFB.

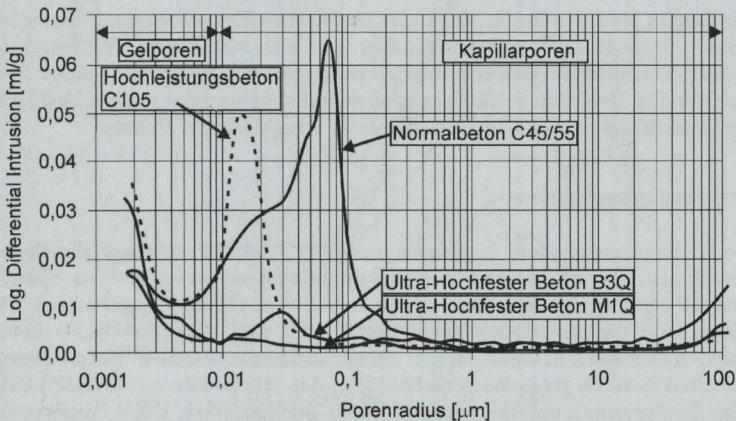


Abb. 2.3: Vergleich der Porenradienverteilung von Normalbeton C45/55, C105 und UHPC (aus [37])

Die Dauerhaftigkeit von Beton wird insbesondere vom Anteil der Kapillarporen an der Gesamtporosität beeinflusst, da Stofftransporte im Wesentlichen durch diese stattfinden. Zu den Kapillarporen zählen Poren mit einem Radius größer als $0,01 \mu\text{m}$. Der Anteil an Kapillarporen liegt bei normal- und hochfestem Beton bei ca. 8 Vol.-% bzw. 6,7 Vol.-%, während bei UHFB Kapillarporenanteile von weniger als 2 Vol.-% gemessen wurden. Fehling et al. [37] gehen aufgrund der geringen Gesamtporosität und des geringen Anteils von Kapillarporen von einem deutlich verbesserten Widerstand gegen das Eindringen von Gasen und Flüssigkeiten aus.

2.2 Werkstoffmodelle für UHFB

Im folgenden Abschnitt wird der Stand der Forschung zu vorhandenen Werkstoffmodellen für UHFB im jungen Alter erläutert, die ursprünglich für die Anwendung bei normalfestem Beton entwickelt wurden. Dabei wird auch kurz auf die Hydratation von Beton und im Besonderen von UHFB eingegangen.

2.2.1 Hydratation

Der Begriff Hydratation umfasst alle chemischen Erhärtungsreaktionen von Wasser, Zement und reaktiven Stoffen, wie z.B. Microsilica. Während der Hydratation wandelt sich das flüssige Betongemisch langsam in einen Feststoff um. Die Reaktion verläuft exotherm und aufgrund der unterschiedlichen Reaktionsfähigkeit der Klinkerminerale in verschiedenen Phasen.

Hydratationsreaktionen

Die Hydratation besteht insgesamt aus einer Vielzahl einzelner chemischer Reaktionen, die im Folgenden nicht vollständig erläutert werden können. Deshalb sei hier insbesondere auf die Arbeit von Odler [66] verwiesen. Der Ablauf und die stattfindenden Hydratationsreaktionen von UHFB unterscheiden sich nicht maßgeblich von denen bei konventionellem Beton. Besonderheiten sind die puzzolanische Reaktion des Microsilica mit $\text{Ca}(\text{OH})_2$, der hohe Zementgehalt und der geringe Wasser-Zement-Wert. Diese Faktoren beeinflussen die Hydratationskinetik und sorgen für eine wesentlich schnellere Entwicklung des Hydratationsgrads als bei normalfestem Beton. Die empfohlene Verwendung von C_3A -armem oder C_3A -freiem Zement reduziert die Bildung von frühem Ettringit als Reaktionsprodukt, das sich verzögernd auf

die weitere Reaktion auswirkt. Auch bei UHFB lässt sich der zeitliche Ablauf der Hydratation wie bei Normalbeton (vgl. [66]) in vier verschiedene Phasen unterteilen, die in Abbildung 2.4 dargestellt sind.

In der Anfangsphase, unmittelbar nach der Wasserzugabe, findet eine erste Reaktion zwischen Zement, Wasser und Fließmittel statt. In dieser Phase beginnen C_3S und C_3A -Partikel an der Korngrenze in Lösung zu gehen, wodurch sich ein feines Gel auf der Partikeloberfläche ausbildet. Die Reaktion des C_3A ist die schnellste Reaktion und setzt eine große Menge Wärme frei. Die Reaktion des C_3S verläuft ebenso schnell, aber mit einer geringeren Wärmeabgabe. Nach dieser schnellen Anfangsreaktion verbleiben die Zementpartikel in einem zusammenhanglosen Stadium, umgeben von wässriger Lösung.

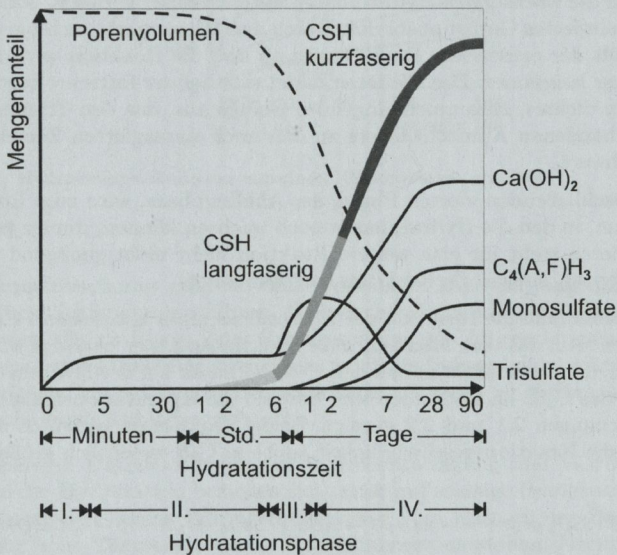


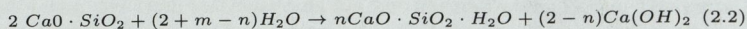
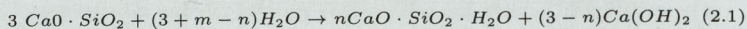
Abb. 2.4: Phasen der Hydratation (aus [73])

Um die reaktiven Bestandteile bildet sich ein verzögernder Hydratfilm, sodass die Reaktion im Folgenden unterbrochen oder stark verlangsamt wird. In der Ruhephase, die bis zu mehreren Stunden andauern kann, sind der Fortschritt der Hydratation und die frei werdende Wärmemenge sehr gering. Der Hydratfilm bildet eine heterogene Diffusionsbarriere, die den Kontakt von Zement mit der übersättigten Porenlösung verhindert. Die Wasserarmut in Kombination mit einem niedrigen Wasser-Zement-Wert verursacht zwischen der Lösung und den blockierten Zementpartikeln ein großes Konzentrationsgefälle, wodurch sich ein sehr großer osmotischer Druck aufbaut. Durch diesen großen Druck wird der Hydratfilm stellenweise verletzt und von neuen Hydratationsprodukten durchbrochen, sodass erneut Porenlösung in Kontakt mit noch unreaktierten Zementpartikeln kommen kann.

Die dritte Phase, die Beschleunigungsphase, ist durch einen raschen Reaktionsfortschritt gekennzeichnet. In dieser Phase wird eine große Menge an Hydratationswärme frei, sodass sich die Reaktion selbst beschleunigt. Mit fortlaufender Hydratation durchbrechen immer mehr Hydratationsprodukte die Schutzhülle und wachsen in den Porenraum. Die Zementpartikel werden durch die wachsenden Hydratphasen untereinander vernetzt, sodass sich langsam ein festes Gerüst ausbildet. Durch den Wasserverbrauch bei der Reaktion fällt der osmotische Druck stetig ab und die Reaktion wird mit der Zeit immer langsamer. Des Weiteren bildet sich bei der fortschreitenden Reaktion ein dichtes, zusammenhängendes Gefüge aus, das den Transport des noch vorhandenen Anmachwassers zu den noch unreaktierten Zementpartikeln erschwert.

In der abschließenden vierten Phase, der Abklingphase, wird zum Einen der freie Raum, in den die Hydratphasen noch wachsen können, immer geringer, zum Anderen steht für eine weitere Reaktion nicht mehr genügend Wasser zur Verfügung, sodass die Reaktion langsam endet.

Für die puzzolanische Reaktion des Microsilicas muss ausreichend Ca(OH)_2 vorhanden sein, das vom Microsilica als Reaktionspartner benötigt wird. Das Calciumhydroxid entsteht neben den C-S-H-Phasen bei der Hydratation des C_3S und des C_2S . Im Folgenden sind deshalb die Hydratationsreaktionen in den Gleichungen 2.1 und 2.2 gezeigt. Beide Reaktionen verlaufen ähnlich, lediglich die Reaktionsgeschwindigkeit ist beim C_3S wesentlich größer.



Hydrationswärme

Wie im Abschnitt zuvor erläutert, verlaufen die einzelnen Reaktionen der Hydratation exotherm. Die Abbildung 2.5 zeigt für die einzelnen Klinkerphasen den theoretisch erreichbaren Maximalwert und zu welcher Zeit die Wärme freigesetzt wird.

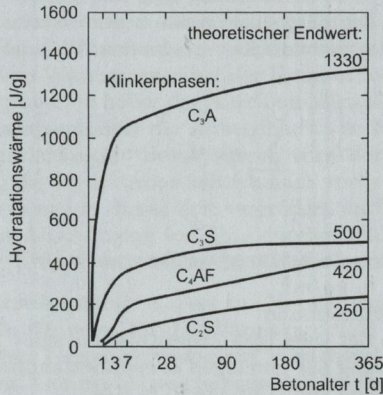


Abb. 2.5: Hydrationswärme der einzelnen Klinkerphasen aus [95]

Die Wärmefreisetzung während der Hydratation kann im jungen Beton zu erheblichen Schädigungen führen. Gründe hierfür sind thermisch bedingte Dehnungen, die zu Eigen- oder Zwangsspannungen führen können. Ziel ist es, bereits beim Mischungsentwurf die mögliche freiwerdende Wärmemenge abzuschätzen, um bei Bedarf Gegenmaßnahmen gegen zu starkes Aufheizen des Betons beim Abbinden zu treffen.

Die bisherigen Untersuchungen zur Wärmeentwicklung und Wärmefreisetzung bei der Hydratation beziehen sich meist auf massige Betonbauteile, bei denen durch den langen Wärmetransportweg vom Kern zu den Bauteilrändern sehr hohe Temperaturen im Bauteilinneren entstehen. Normale Bauteilabmessungen ($\leq 50\text{ cm}$) und übliche Rezepturen für Normalbeton führen demgegenüber erfahrungsgemäß nicht zu schädigenden großen Temperaturdifferenzen. Dünne, großflächige oder filigrane Bauteile aus UHFB können

die entstehende Hydratationswärme ebenfalls sehr gut an die Umgebung abgeben. Allerdings können der hohe Zementgehalt, die hohe Reaktivität der zugegebenen Stoffe und der geringe Wasser-Zement-Wert zu einer großen und rasch frei werdenden Wärmemenge führen.

Ein Verfahren zur Bestimmung der freiwerdenden Hydratationswärme ist der Ansatz nach [76], der auch in dieser Arbeit verwendet wird. Krauß hat in seinen Untersuchungen [57] statistisch belegt, dass sich die Wärmekapazität c_c und die maximale Wärmefreisetzung Q_{pot} mit diesem Verfahren nach den Gleichungen 2.3 und 2.4 hinreichend genau bestimmen lassen. Eine Übersicht über Anhaltswerte der individuellen spezifischen Wärmekapazitäten enthält Tabelle 2.1.

$$Q_{pot} = C \cdot \left[(1 - m_{SL}) \cdot \sum_{i=1}^6 m_i \cdot Q_i + m_{SL} \cdot Q_7 \right] + FA \cdot Q_8 \quad (2.3)$$

mit:

Q_{pot}	maximale Wärmefreisetzung von Beton in kJ/m^3
C	Zementgehalt in kg/m^3
m_{SL}	Massenanteil Hüttensand
m_i	Massenanteile der jeweiligen Zementbestandteile
Q_i	Wärmefreisetzung der jeweiligen Zementbestandteile in J/g
Q_7	Wärmefreisetzung von Hüttensand in J/g
FA	Massenanteil Flugasche
Q_8	Wärmefreisetzung von Flugasche J/g

$$c_c = \frac{C \cdot c_C + W \cdot c_W + A \cdot c_A + FA \cdot c_{FA} + SF \cdot c_{SF}}{\varrho_c} \quad (2.4)$$

mit:

c_c	Wärmekapazität in $\text{kJ}/(\text{kg} \cdot \text{K})$
C	Zementgehalt in kg/m^3
W	Wassergehalt in kg/m^3
A	Gehalt an Gesteinskörnung in kg/m^3
FA	Gehalt an Flugasche in kg/m^3
SF	Gehalt an Microsilicastaub in kg/m^3
ϱ_c	Rohdichte
$c_C \dots c_{SF}$	spezifische Wärmekapazität c_i der einzelnen Bestandteile

Tab. 2.1: Anhaltswerte der spezifischen Wärmekapazitäten in $\text{kJ}/(\text{kg} \cdot \text{K})$ (z.B. aus [57])

Bestandteil	c_i
Zement	0,8
Wasser	4,18
natürliche Gesteinskörnung	0,7 - 0,9
Microsilicastaub	0,8

In verschiedenen Untersuchungen haben Cheng-Yi und Feldmann [21] festgestellt, dass sich bei der Verwendung von Microsilica zur Herstellung von Beton, die freigesetzte Wärmemenge bei der Hydratation wesentlich vergrößert. Sie ist um so größer, je höher der Anteil an Microsilica in der Rezeptur ist. In der Ruhephase verändert die Anwesenheit von Microsilicastaub den Ablauf der Hydratation nicht. Des Weiteren wird der Beginn der erneuten Beschleunigung der Hydratation zeitlich nach vorne verschoben und die freigesetzte Wärmemenge in dieser Zeit vergrößert. In [34] hat van Breugel Untersuchungen zur Abschätzung von Q_{pot} durchgeführt, wobei er das Verfahren nach Bogue [7] zur Bestimmung der Klinkerbestandteile empfiehlt.

Die spezifische Wärmekapazität c_c liegt bei Normalbeton zwischen 0,9 und 1,15 $\text{kJ}/(\text{kg} \cdot \text{K})$. In [76] wird für die Wärmekapazität von Beton mit vorwiegend quarzitischer Gesteinskörnung ein Wertebereich von 1,0 bis 1,10 $\text{kJ}/(\text{kg} \cdot \text{K})$ genannt. Geringe Abweichungen bei der Bestimmung der Wärmekapazität entstehen durch Fehler im Messverfahren selber und infolge von Wärmeverlusten aus der Messeinrichtung. Weitere Fehlerquellen bei der Bestimmung der maximalen adiabatischen Temperaturerhöhung $\max \Delta T_{ad}$ sind die Klinkeranalyse des Zements und die getroffenen Annahmen der spezifischen Hydrationswärmemengen.

Hydratationsgrad α

Während der Hydratation nimmt die Porosität des Gesamtsystems im Zuge der Bildung von Hydrationsprodukten ab. Ein heute klassisches Modell zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Kapillarporosität, Hydrationsgrad und dem Wasser-Zement-Wert wurde von Powers und Brownard [71] entwickelt. Das Modell geht von drei Komponenten aus: dem unhydratisierten Zement, den Hydrationsprodukten und den Kapillarporen. Die Kapillarporen werden im Modell als das Volumen des nicht bei der Zementhydratation chemisch und physikalisch gebundenen Wassers betrachtet. Der Wasser-Zement-Wert und der Hydrationsgrad sind die maßgeblichen Parameter für die Porosität des Zementsteins und somit auch für die Festigkeit, da

diese unmittelbar zusammenhängen. Für eine vollständige Hydratation des Zements wird üblicherweise davon ausgegangen, dass ein Wasser-Zement-Wert von mindestens 0,40 erforderlich ist. Allerdings verbleiben auch bei unvollständiger Hydratation im erhärteten Gefüge Kapillarporen.

Die Herstellung von UHFB mit hoher Druckfestigkeit ist nur mit geringem Wasser-Zement-Wert möglich. Bei einem geringen Wasser-Zement-Wert ($< 0,40$) verbleibt ein Großteil des Portlandzementklinkers unhydratisiert im Gefüge, sodass ein Hydratationsgrad von 100% praktisch nicht erreicht werden kann. Auch bei für Normalbeton üblichem Wasser-Zement-Wert ($> 0,40$) kann die Reaktion des gesamten Portlandzementklinkers viele Jahre andauern. Voraussetzung ist die dauerhafte Zufuhr von Wasser, das zur Reaktion notwendig ist. Bei UHFB wird das Zugabewasser bereits bei der anfänglichen Hydratation vollständig verbraucht und eine erneute Wasserzufuhr von Außen in das Gefügebinnere kann aufgrund des dichten und nahezu kapillarporenfreien Gefüges nicht erfolgen. Ein erneuter Wasserzutritt ist nur im Bereich von Schädstellen oder Rissen möglich.

Der Hydratationsgrad α beschreibt, wie weit die Hydratationsreaktion zu einem beliebigen Zeitpunkt t bereits fortgeschritten ist, bzw. wie viel der vorhandenen Zementmenge bereits reagiert hat. Zur Definition des Hydratationsgrads stehen verschiedene Ansätze zur Verfügung. Allgemein lässt sich α wie folgt formulieren:

$$\alpha(t) = \frac{\text{hydratisierte Zementmenge zum Zeitpunkt } t}{\text{Anfangsmenge des Zements}} \quad (2.5)$$

Da eine Messung der zum Zeitpunkt t bereits hydratisierten Zementmenge praktisch nicht umsetzbar ist, kann der Hydratationsgrad wie folgt bestimmt werden:

- freigesetzte Hydrationswärme zum Zeitpunkt t
- chemisch gebundenes Wasser zum Zeitpunkt t
- Menge des gebildeten $\text{Ca}(\text{OH})_2$

Die Zuverlässigkeit des im Verfahren für den Hydratationsgrad abgeschätzten Werts hängt insbesondere von der gewählten Messgröße, der Genauigkeit des Verfahrens und dem Bezugswert ab, wobei alle Verfahren mehr oder weniger fehlerbehaftet sind. Hydratationsgrade, die mit unterschiedlichen Verfahren bestimmt wurden, sind nicht miteinander vergleichbar.

Der Hydratationsgrad α wird mit Gleichung 2.6 als Quotient aus der im adiabatischen Versuch zum Zeitpunkt t freigesetzten Wärmemenge $Q_{ad}(t)$

und der maximal möglichen Wärmefreisetzung Q_{pot} , die sich aus der Zusammensetzung des Betons ergibt, definiert.

$$\alpha(t) \approx \frac{Q_{ad}(t)}{Q_{pot}} \quad (2.6)$$

Die adiabatische Wärmefreisetzung $Q_{ad}(t)$ wird aus der im Versuch gemessenen adiabatischen Temperaturerhöhung $\Delta T_{ad}(t)$ nach Gleichung 2.7 bestimmt.

$$\Delta T_{ad}(t) = \frac{Q_{ad}(t)}{c_c \cdot \rho_c} \quad (2.7)$$

Des Weiteren lässt sich mit Gleichung 2.8 ein Grenzwert für die maximale adiabatische Temperaturerhöhung bestimmen.

$$\Delta T_{pot} = \frac{Q_{pot}}{c_c \cdot \rho_c} \quad (2.8)$$

Demnach lässt sich der Hydratationsgrad α näherungsweise wie folgt bestimmen:

$$\alpha(t) \approx \frac{\Delta T_{ad}(t)}{\Delta T_{pot}} \quad (2.9)$$

Reifefunktionen

Die Hydratation von Zement hängt wie jede chemische Reaktion von der Prozesstemperatur ab. Die Wärmefreisetzungsrate q der Reaktion kann mit Gleichung 2.10 ausgedrückt werden.

$$q(t) = \frac{dQ}{dt} \quad (2.10)$$

Zusätzlich gilt die Gleichung 2.11 für jede chemische Reaktion nach der allgemein gültigen Reaktionsgeschwindigkeit-Temperatur-Regel.

$$q(t) = p \cdot k(T(t)) \quad (2.11)$$

In Gleichung 2.11 ist p ein spezifischer Prozessfaktor, der von der Betonzusammensetzung und der Temperatur abhängig ist. Der Faktor $k(T(t))$

bezeichnet die Geschwindigkeitsfunktion. Betrachtet man zwei unterschiedliche Hydratationsprozesse Q_1 und Q_2 , die sich nur durch ihr individuelles Temperaturregime $T_1(t)$ und $T_2(t)$ voneinander unterscheiden, dann ist bei identischen Betonen der Prozessfaktor $p_1 \equiv p_2$. Mit der Gleichung 2.12 lässt sich demnach bestimmen, wann die beiden Prozesse bei unterschiedlichem Temperaturregime zu einem identischen Erhärtungszustand geführt haben, der in diesem Fall mit Q^* bezeichnet wird.

$$Q^* = Q_1(T_1(t)) = Q_2(T_2(t)) \quad (2.12)$$

Führt man nun Gleichung 2.11 und 2.12 zusammen, erhält man folgende Beziehung:

$$\int_0^{t_1} k(T_1(t)) dt = \int_0^{t_2} k(T_2(t)) dt \quad (2.13)$$

Wenn der Geschwindigkeitsfaktor $k(T(t))$ bekannt ist, lassen sich die Prozesse Q_1 und Q_2 ineinander überführen, sodass $Q_1 = Q_2 = Q^*$ ist. Zur Berechnung des Geschwindigkeitsfaktors wird der Ansatz von Freiesleben Hansen und Pedersen [38] empfohlen, der die Geschwindigkeit mit Gleichung 2.14 über das wirksame Alter t_e ausdrückt.

$$t_e = \int_0^t k_T(t) dt \quad (2.14)$$

Der Ansatz von Freiesleben Hansen und Pedersen beruht auf einem für chemische Reaktionen allgemeingültigen Ansatz von Arrhenius zur Beschreibung der Reaktionskinetik, in dem $k_T(t)$ mit Gleichung 2.15 beschrieben wird. In Gleichung 2.15 ist $T(t)$ die Betontemperatur zum Zeitpunkt t in $^{\circ}\text{C}$, R die allgemeine Gaskonstante mit $8,315 \text{ J/mol} \cdot \text{K}$ und E_a die Aktivierungsenergie in kJ/mol .

$$k_T(t) = \exp\left(\frac{E_a}{R} \cdot \left[\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T(t)}\right]\right) \quad (2.15)$$

In Abbildung 2.6 ist ein Vergleich von drei unterschiedlichen Erhärtungsszenarien gezeigt, die sich im Temperaturverlauf unterscheiden. Gezeigt ist eine isotherme Lagerung T_1 , eine beliebige Temperaturentwicklung T_2 und

die Entwicklung der Temperatur einer Betonprobe im adiabatischen Kalorimeterversuch T_{ad} . Je nach Temperaturhistorie wird die Wärmemenge Q^* in unterschiedlichen realen Betonaltern erreicht, bzw. lassen sich die chemischen Prozesse, die bei verschiedenen Temperaturen ablaufen, durch das wirksame Alter t_e miteinander vergleichen.

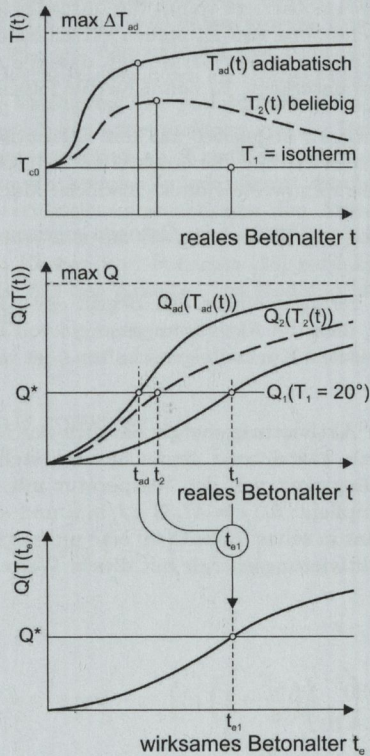


Abb. 2.6: Wärmefreisetzung in Abhängigkeit der Temperaturgeschichte in Abhängigkeit vom realen bzw. wirksamen Alter t_e aus [59]

Aktivierungsenergie

Das Aktivierungsenergiekonzept für chemische Reaktionen wurde von Arrhenius entwickelt. Er stellte fest, dass eine chemische Reaktion nicht immer dem gleichen Ablauf und der gleichen Geschwindigkeit folgt. Die entstehenden Reaktionsprodukte müssen, um in den energetisch niedrigeren Status zu kommen, zunächst Energie aufbringen, um die bestehende Energiebarriere zu überwinden. Diese Energiebarriere trennt die unreagierten von den reagierten Phasen. Zur Abschätzung von E_a stehen verschiedene Ansätze zur Verfügung. Krauß hat in seiner Arbeit [57] gezeigt, dass die Aktivierungsenergie großen Schwankungen unterliegt. Er nennt hierfür folgende Gründe:

- Aktivierungsenergien, abgeleitet aus der adiabatischen oder teiladiabatischen Kalorimetrie, und die ermittelten Druckfestigkeiten ergeben nicht die gleichen Kennwerte (unterschiedliche Mikrostruktur)
- Untersuchungen an Mörteln oder Betonen ergeben signifikante Unterschiede
- Einige Autoren verallgemeinern den Begriff der Alterstransformation. Sie unterstellen, dass die Aktivierungsenergie von Betoneigenschaften, wie z.B. mechanischen Kurzzeiteigenschaften oder viskoelastischem Verhalten, abhängt.

Zur Bestimmung der Aktivierungsenergie hat sich der Modellierungsansatz nach Jonasson [52] als ausreichend genau herausgestellt, der die Aktivierungsenergie in Abhängigkeit von der Temperatur mit Gleichung 2.16 beschreibt. Jonasson empfiehlt $\theta_{ref} = 47,39 \text{ kJ/mol}$ und $\kappa = 0,54$ zu verwenden. Auch Hedlund hat in seiner Arbeit [48] eine umfangreiche und zuverlässige Ableitung der Aktivierungsenergie mit diesen Werten für CEM I Beton erzielt.

$$E_a = \theta_{ref} \cdot \left(\frac{30}{T + 10} \right)^\kappa \quad (2.16)$$

Modellierung des Hydratationsgrads α

Gutsch [44], Krauß [57] und Laube [59] haben in ihren Arbeiten gezeigt, dass sich die Entwicklung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften von normalfestem und hochfestem Beton in Abhängigkeit des Hydratationsgrads α

oder wirksamen Alters t_e abschätzen lässt. Ein in der Forschung etablierter Ansatz ist die Bestimmung der beiden Kennwerte mit der im adiabatischen Kalorimeterversuch bei der Hydratation frei werdenden Wärmemenge. Dieser Ansatz berücksichtigt zudem Einflüsse der Gesteinskörnung, von Zusatzstoffen und -mitteln und sonstigen Rezepturbestandteilen, sodass auch Messungen an Faserbeton möglich sind. Lediglich die spezifischen Wärmekapazitäten der Ausgangsstoffe, die als Eingangsparameter zur Bestimmung der maximalen Wärmefreisetzung benötigt werden, unterliegen Schwankungen. Eigene Arbeiten ([35] und [36]) haben gezeigt, dass dieses Verfahren auf UHFB anwendbar ist. Zur Abschätzung des Hydratationsgrads steht eine Reihe mathematischer Formulierungen als stetige Funktionen mit bis zu vier Freiheitsgraden zur Verfügung. Die notwendigen Parameter zur Lösung der jeweiligen Gleichung hängen unter anderem von der Betonzusammensetzung und der Frischbetontemperatur ab. Krauß vergleicht in [57] diese Ansätze und verifiziert deren statistische Zuverlässigkeit durch Auswertung zahlreicher Versuche. Er vergleicht unter anderem den Ansatz aus der Richtlinie JSCE [53], den Ansatz aus der Richtlinie HETEK [49], der auf die Arbeiten von Freiesleben Hansen und Pedersen [38] zurückgeht und den Ansatz nach IPACS [34], der auf den Arbeiten von Hedlund [48], Jonasson [52] und Westman [92] beruht.

JSCE:

$$f(t_e, b, d) = d \cdot (1 - \exp(-b \cdot t_e)) \quad (2.17)$$

HETEK:

$$f(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \exp\left(-a \cdot \left(\frac{t_e}{b}\right)^{-c}\right) \quad (2.18)$$

IPACS:

$$f(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \exp\left(-a \cdot \left(\ln\left(1 + \frac{t_e}{b}\right)\right)^{-c}\right) \quad (2.19)$$

Krauß hat in seiner Arbeit [57] mit dem Modell nach JSCE gute Ergebnisse bei der Modellierung des Hydratationsgrads erzielt. Die Ansätze nach HETEK und IPACS in Gleichung 2.18 bzw. 2.19 sind mit jeweils vier Parametern mathematisch überbestimmt. Die zuverlässigsten Ergebnisse liefert der Ansatz nach IPACS. Krauß schlägt deshalb in [57] einen praktikablen

Kompromiss vor, bei dem er den IPACS-Ansatz auf zwei Parameter reduziert, sodass folgende Gleichung entsteht:

$$f(t_e, t_{k,I}, c_{1,I}) = \exp \left(- \left(\ln \left(1 + \frac{t_e}{t_{k,I}} \right) \right)^{c_{1,I}} \right) \quad (2.20)$$

Die Parameter $t_{k,I}$ und $c_{1,I}$ werden üblicherweise für jeden Beton individuell bestimmt. Einen Ansatz zur Abschätzung von $t_{k,I}$ und $c_{1,I}$ anhand der Betonrezeptur hat Gutsch für Normalbeton in seiner Arbeit [44] beschrieben. In diesem Ansatz werden beide Parameter anhand der Frischbetontemperatur, der Verzögerungszeit oder des Zementgehalts abgeschätzt. Der Parameter $t_{k,I}$ beeinflusst vorwiegend die Modellierung im jungen Betonalter, während $c_{1,I}$ vorwiegend den Verlauf der Kurve im fortgeschrittenen Betonalter und die asymptotische Annäherung an den maximal möglichen Hydratationsgrad α_U steuert.

Maximaler Hydratationsgrad α_U

Modelle (z.B. [71]) zur Abschätzung des Hydratationsgrads gehen meist von einer vollständigen Hydratation bei einem Wasser-Zement-Wert von 0,40 aus. Nur dann sind die im sich ausbildenden Gefüge vorhandenen Gelporen wassergesättigt. Mit dem Wasser aus den Gelporen können bei der fortlaufenden Hydratation weitere Hydratationsprodukte gebildet werden. Eine vollständige Reaktion erfolgt jedoch meistens nicht. Van Breugel hat in seinen Untersuchungen [9] an über 100 Jahre alten Betonproben mit einem ursprünglichen Wasser-Zement-Wert von 0,60 noch unhydratisierten Zementklinker gefunden. Als mögliche Ursache nennt er fehlenden Porenraum zur Bildung oder zum Wachstum von C-S-H-Phasen und einen zu großen Diffusionswiderstand. Die Diffusionsbarriere baut sich durch bereits entstandene Reaktionsprodukte auf, die die unhydratisierten Zementpartikel umhüllen.

Bei UHFB wird die Hydratation insbesondere vom niedrigen Wasser-Zement-Wert beeinflusst, der planmäßig unhydratisierten Zement im Gefüge hinterlässt. Des Weiteren unterbindet das sich schnell ausbildende, sehr dichte Gefüge den Transport von Wasser im Gefügeeinneren. Auch eine erneute Aufnahme von Wasser von Außen und eine weitere Reaktion kann ausgeschlossen werden. Für eine Berücksichtigung einer unvollständigen Hydratation stehen stöchiometrische Ansätze zur Verfügung, die zwar nicht die tatsächlichen Reaktionen berücksichtigen, zur Modellierung von Werkstoffeigenschaften aber hinreichend genau sind. In [47], [62] und [86] werden verschiedene Ansätze zur mathematischen Bestimmung des maximal möglichen Hydrationsgrads

α_U aufgezeigt. Ein einfacher Ansatz zur Abschätzung des maximalen Hydrationsgrads in Abhängigkeit vom Wasser-Zement-Wert wurde von Mills [62] mit Gleichung 2.21 entwickelt, der auch in dieser Arbeit verwendet wird.

$$\alpha_U = \frac{1,031 \cdot W/Z}{0,194 + W/Z} \quad (2.21)$$

Zwangsspannungen

Dünne Schichten aus Hochleistungsbeton als Ergänzung auf Betonbauteilen neigen im Vergleich zu Schichten aus normalfestem Beton eher zum Reißen. Hammer, Fosså und Bjøntegaard haben in zahlreichen Untersuchungen (z.B. [46]) gezeigt, dass die Rissbildung erhärtenden Betons zu zwei unterschiedlichen Zeitpunkten im jungen Alter zwischen 1 und 24 h nach der Wasserzugabe auftreten kann.

Der erste Zeitpunkt einer möglichen Rissbildung ist vom Einbau bis ca. ein oder zwei Stunden nach Beendigung des Einbaus. Zu dieser Zeit hat der Zement bereits einige Hydratationsprodukte gebildet und ein erstes zusammenhängendes Grundgerüst ist entstanden, in dem der Wassertransport vorwiegend in den Kapillaren stattfindet. In den Kapillaren entstehen Kapillarkräfte, deren Größe die Rissneigung des Betons bestimmen. Die zweite, etwas spätere Phase, ist die zwischen dem Setzen des Betons und der weiterlaufenden Erhärtung. Die treibenden Kräfte für Risse in dieser Phase sind nach Hammer [46] folgende:

- Trocknungsschwinden durch mangelnden Schutz der Oberfläche vor Austrocknung
- Kontraktion aus Temperaturabsenkung verursacht durch Evaporation
- Kontraktion aus Temperaturabsenkung (Lufttemperatur, Verringerung der solaren Erwärmung der Oberfläche)
- autogene Verformungen

Die Wärmefreisetzung bei der Hydratation und die anschließende Abkühlung auf Umgebungstemperatur ist eine mögliche Ursache für Schädigungen infolge Temperaturdehnungen. Dieser Schadensmechanismus wurde bislang hauptsächlich bei massigen Bauteilen untersucht, bei denen während der Hydratation im Bauteilinneren auch bei moderatem Zementgehalt und zusätzlichen Kühlmaßnahmen eine hohe Temperatur entsteht. In der Praxis können zum Bauteilinneren Temperaturdifferenzen von mehr als 40 K

entstehen. Bei Bauteilen aus UHFB herrschen aufgrund der geringen Bauteilabmessungen und dünnen Querschnitte andere Randbedingungen, sodass ein ausreichender Wärmeaustausch vom Bauteilinneren mit der Umgebung stattfinden kann. Allerdings werden zur Herstellung von UHFB sehr große Mengen an reaktiven Bestandteilen verwendet, die bei der Hydratation zu einer schnellen und hohen Wärmefreisetzung führen. Diese kann bei großer thermischer Expansion bereits zur Rissbildung im jungen Beton führen, was die Dauerhaftigkeit und Funktionsfähigkeit insbesondere bei Betonschichten mit abdichtender Funktion verringert. Das Schädigungspotential infolge thermischer Dehnung wird deshalb im Kapitel 7 für die im Forschungsvorhaben entwickelten UHFB-Rezepturen näher untersucht.

Betontechnologisch steht eine Vielzahl von Maßnahmen zur Verfügung, um die Hydratationswärmemenge zu regulieren. Zunächst bietet sich eine Reduzierung des Gehalts von reaktiven Bestandteilen und hier insbesondere der Zementmenge an. Diese Maßnahme wird auch im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt. Des Weiteren können inerte und weniger reaktive Zusatzstoffe eingesetzt werden. In [41] wurde gezeigt, dass sich UHFB auch mit großen Anteilen von Hüttensand herstellen lässt, ohne die Festigkeit und Dauerhaftigkeit einzuschränken.

Die Abbildung 2.7 zeigt idealisiert den Temperaturverlauf und die Entwicklung der zentrischen Zwangsspannung im jungen Beton für ein vollständig verformungsbehindertes Bauteil. Dieser Zusammenhang kann auch auf eine im Verbund erhärtende UHFB-Schicht übertragen werden. In der Ruhephase der Hydratation (vgl. Abschnitt 2.2.1) ist die Aufheizung des frisch betonierten Bauteils gering, da keine chemischen Reaktionen stattfinden und somit auch keine Wärmefreisetzung erfolgt. In der Phase I findet lediglich ein Ausgleich der Temperaturen von Umwelt, Untergrund und Frischbeton statt. In Phase II findet aufgrund der fortlaufenden exothermen Reaktion ein erster Temperaturanstieg statt, sodass sich das Bauteil langsam aufheizt und ausdehnt. Allerdings findet in dieser Phase noch kein Spannungsaufbau statt, da der Beton noch vollkommen plastisch ist oder die entstehende Spannung über Relaxation abgebaut wird. In Phase III, der Beschleunigungsphase, nimmt die Dehnung infolge der schnellen Temperaturerhöhung stark zu. Hierbei bauen sich Druckspannungen auf, da sich zeitgleich der Elastizitätsmodul ausbildet. Die Nullspannungstemperatur T_{01} ist die Temperatur zum Zeitpunkt t , ab dem infolge der Ausdehnung des Betons erste Druckspannungen messbar werden. Die Druckspannung entwickelt sich aber unterproportional zum Temperaturanstieg, da aufgrund der großen Relaxationsfähigkeit des noch jungen Betons ein Großteil der Temperaturerhöhung nicht in Spannungen umgesetzt wird. Dieser Zeitpunkt kennzeichnet auch den Übergang

des Betons von einem plastischen zu einem viskoelastischen Stoff. Die größte Druckspannung wird meist vor dem Temperaturmaximum erreicht, da durch Relaxation mehr an Druckspannung verloren geht als durch den immer kleiner werdenden Temperaturanstieg hinzukommt. Nach dem Überschreiten des Temperaturmaximums werden die noch vorhandenen Druckspannungen sehr schnell abgebaut. In Phase IV ist die Relaxationsfähigkeit noch sehr groß und der Elastizitätsmodul ist weiter angewachsen, sodass zum Abbau einer bestimmten Spannung eine kleinere Temperaturdifferenz erforderlich ist als zum Aufbau der gleichen Spannung. Kurz nach dem Überschreiten des Temperaturmaximums wird deshalb erneut ein spannungsfreier Zustand erreicht. Diese zweite Nullspannungstemperatur T_{02} liegt deutlich über der ersten Nullspannungstemperatur T_{01} .

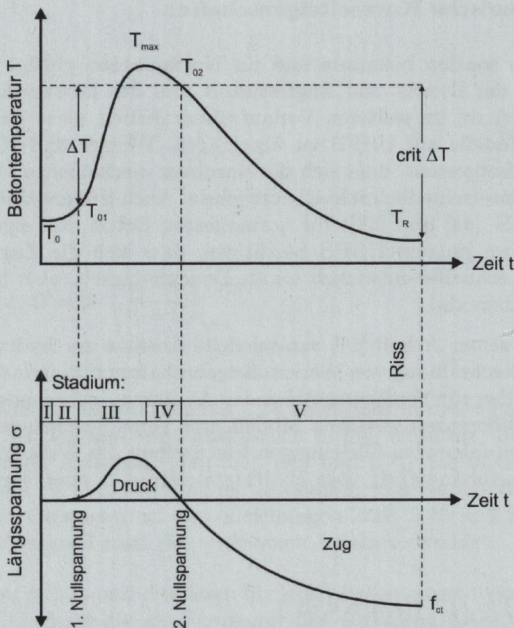


Abb. 2.7: Stadien der Temperatur- und Spannungsentwicklung eines verformungsbehinderten Bauteils während der Hydratation (aus [84])

Durch die fortlaufende Abkühlung entstehen in der Phase V Zugspannungen. Solange diese geringer sind als die aktuelle Zugfestigkeit, erhärtet die UHFB-Schicht schadensfrei. Bei einem Überschreiten der Zugfestigkeit kann es bereits im jungen Betonalter zur Rissbildung kommen. Bei dickeren Betonbauteilen kommt es über den Querschnitt bei der Erhärtung und bei Temperaturänderungen an der Oberseite zu einem hohen Temperaturgradienten innerhalb des Bauteils. Besonders kritisch ist eine rasche Abkühlung der Oberfläche. In Versuchen [93] wurden Temperaturdifferenzen von bis zu $0,13 \text{ K/mm}$ gemessen, die zu erheblichen Schädigungen geführt haben. Ziel der Temperaturkontrolle bei der Erhärtung ist die Minimierung der Temperaturdifferenz ΔT zwischen T_{01} und T_{02} . Je nach Höhe der Frischbetontemperatur T_0 und ΔT können im erhärteten Bauteil Temperaturendifferenzen *crit.* ΔT Risse verursachen, sobald die Zugfestigkeit f_{ct} überschritten wird.

2.2.2 Mechanische Kurzzeiteigenschaften

Im Folgenden werden bekannte und für Normalbeton gültige Modelle zur Abschätzung der Druck- und Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls erläutert. Ziel ist es, im weiteren Verlauf dieser Arbeit diese bekannten und etablierten Modelle auf UHFB zu übertragen. Weigler und Karl haben in [89] und [90] festgestellt, dass sich die einzelnen mechanischen Festigkeitseigenschaften unterschiedlich schnell entwickeln. Auch frühere Untersuchungen am iMBB (z.B. [44] und [59]) für normalfesten Beton und eigene Untersuchungen [35] an jungem UHFB bestätigen, dass sich die Zugfestigkeit im jungen Beton schneller entwickelt als die Druckfestigkeit, aber langsamer als der Elastizitätsmodul.

Krauß hat in seiner Arbeit [57] verschiedene Ansätze zur hydrationsgradabhängigen Beschreibung von Werkstoffeigenschaften miteinander verglichen und stellt bei den zur Verfügung stehenden Ansätzen, insbesondere im jungen Betonalter, Differenzen zwischen Modell und Versuchsergebnissen fest. Die Modelle in den folgenden Gleichungen beschreiben die Werkstoffeigenschaft Y oder Z in Abhängigkeit vom Hydrationsgrad α oder vom wirksamen Alter t_e .

$$\text{cal } Y(t_e) \approx f_Y^{(M)}(t_e, a, b, c, d) \quad (2.22)$$

$$\text{cal } Z(\alpha) \approx f_Z^{(M)}(\alpha, a, b, c, d) \quad (2.23)$$

In der Praxis stehen die folgenden empirisch konstitutionellen Ansätze in Abhängigkeit vom wirksamen Alter t_e und den Parametern a , b , c und d zur Verfügung.

IPACS:

$$f_Y(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \left\{ \exp \left(a \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{672}{t_e - b}} \right] \right) \right\}^c \quad (2.24)$$

JSCE:

$$f_Y(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \left(\frac{t_e}{b + a \cdot t_e} \right)^c \quad (2.25)$$

HETEK:

$$f_Y(t_e, b, c, d) = d \cdot \exp \left(- \left[\frac{t_e}{b} \right]^c \right) \quad (2.26)$$

iBMB:

$$f_Z(\alpha, b, c, d) = d \cdot \left(\frac{\alpha - b}{1 - b} \right)^c \quad (2.27)$$

Der IPACS-Ansatz nach Gleichung 2.24 entspricht in den Grundzügen dem Model Code 90 [19] und wird ausführlich in [34] erläutert. Im iBMB wurde in zahlreichen Arbeiten ([44], [59], [76] und [78]) der in Gleichung 2.27 gezeigte Ansatz zur Abschätzung der zeitabhängigen Werkstoffeigenschaften entwickelt. Im Gegensatz zu den Gleichungen 2.24, 2.25 und 2.26 wird hier der Hydratationsgrad statt des wirksamen Alters verwendet.

Die Parameter a , b , c und d müssen für jeden Beton experimentell bestimmt werden. Die Ansätze, die als Parameter das wirksame Alter t_e verwenden, können in ihrer ursprünglichen Form auf UHFB übertragen werden. Für das hydratationsgradabhängige Modell ist eine Modifikation notwendig, um die nicht vollständige Hydratation zu berücksichtigen.

2.2.3 Schwinden

Schwindprozesse im Beton resultieren aus kapillaren Zugkräften infolge von Veränderungen der relativen Luftfeuchtigkeit an Oberflächen, Bewegungen oder Wassertransporten im Betoninneren und aufgrund von chemischen Reaktionen. Schwinden ist zeitabhängig und kann auch im unbelasteten, frei verformbaren und bei konstanter Temperatur gelagerten Beton zum Aufbau von schädigenden Zugspannungen führen, die beim Überschreiten der Zugfestigkeit Rissen im Beton verursachen. Es werden verschiedene Arten des Schwindens je nach Ursache und zeitlichem Auftreten unterschieden. Die Größe der Schwindverformung hängt von der verwendeten Rezeptur und insbesondere vom Bindemittelgehalt, vom Wasser-Zement-Wert und von der Lagerung ab. Bei Beton unterscheidet man zwischen folgenden Schwindarten:

- Trocknungsschwinden
- chemisches Schwinden
- plastisches oder autogenes Schwinden

Das Trocknungsschwinden verursacht insbesondere bei Betonbauteilen mit großen Oberflächen sehr große Verformungen. Diese Art des Schwindens ist allerdings am einfachsten zu kontrollieren und mit entsprechenden Nachbehandlungsmaßnahmen zu beschränken. Trocknungsschwinden entsteht bei Bauteilen, die ohne geeignete Nachbehandlungsmaßnahmen erhärten und vorhandenes Anmachwasser direkt oder über Verdunstungsprozesse an die Umgebung abgeben. UHFB ist aufgrund des niedrigen Wasser-Zement-Werts fast frei von Kapillarporen, sodass Transportvorgänge, die das Trocknungsschwinden begünstigen nur im geringen Maße stattfinden können. Wie für Hochleistungsbeton sollten aber besonders hohe Ansprüche an die Nachbehandlung gelten, da die geringe vorhandene Anmachwassermenge zwingend zur Hydratation benötigt wird. Durch die hohe Frühfestigkeit von UHFB und die rasche Ausbildung eines festen Gefüges sind Nachbehandlungsmaßnahmen nur über einen kurzen Zeitraum erforderlich.

Chemisches Schwinden entsteht durch die Verringerung des Volumens des Betons. Die bei der Hydratation entstehenden Produkte (vgl. 2.2.1) unterscheiden sich in ihren Volumina von den Volumina der Edukte. Die volumetrische Differenz beträgt bei einer vollständigen Hydratation ca. 7,4 Massenprozent. Die auftretenden Verformungen führen zu einer kaum messbaren Kontraktion des Betons. Bei diesen Vorgängen wird vor allem die innere Porenstruktur verändert. Aufgrund des frühen Zeitpunktes der stattfindenden Reaktion ist infolge chemischen Schwindens nicht mit einer Schädigung des

Betons zu rechnen, da noch kein zusammenhängendes tragfähiges Skelett in der Zementsteinmatrix ausgebildet ist, in dem sich Risse ausbilden können. Grube [43] stellt in seinen Untersuchungen fest, dass das chemische Schwinden bei hoher Hydratationswärmeentwicklung sehr stark beschleunigt wird, was bei UHFB zu einer Vergrößerung des Anteils des chemischen Schwindens an den gesamten Schwindverformungen führen kann.

Ein Teil des chemischen Schwindens ist das autogene Schwinden [85] oder auch „self-desiccation shrinkage“ [51], das eine Art Selbstaustrocknung des Betons beschreibt. Während das chemische Schwinden vorwiegend zu inneren Volumenveränderungen führt, verursacht das autogene Schwinden eine am Bauteil meßbare Kontraktion. Diese Art des Schwindens kann auch bei versiegelt gelagertem Beton zu erheblichen Schäden führen. Die schädigende Wirkung des autogenen Schwindens beginnt, sobald sich ein festes und zusammenhängendes Gefüge mit Poren verschiedenen Durchmessers ausgebildet hat. In dieser Phase entstehen in den Kapillaren Kräfte, die Verformungen hervorrufen. Wasser oder Wassermenisken werden von Poren geringen Durchmessers in Poren mit größerem Durchmesser gesogen. Durch diese Sogwirkung werden Kräfte auf die Porenwände übertragen, mit dem Effekt, dass sich das Gefüge zusammenzieht.

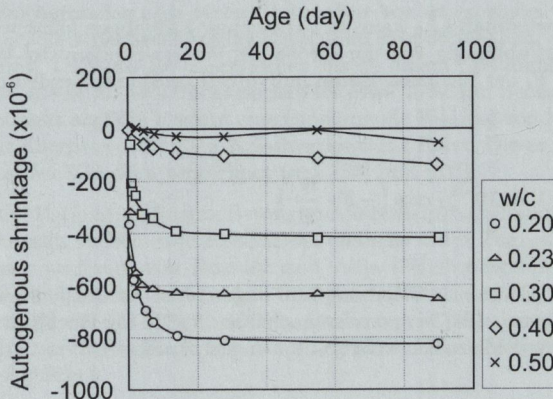


Abb. 2.8: Größe der autogenen Verformung von Beton mit unterschiedlichen Wasser-Zement-Werten nach [85]

Wie zuvor beschrieben, hängt die Gesamtgröße der autogenen Schwindverformungen insbesondere von der Rezeptur und dem Wasser-Zement-Wert ab. Bei Werten von unter 0,40, wie sie zur Herstellung von Hochleistungsbeton üblicherweise benötigt werden, ist die Rissgefahr besonders groß. Die Abbildung 2.8 zeigt einen Vergleich der gemessenen Verformungen von Beton mit unterschiedlichem Wasser-Zement-Wert. Im Vergleich zum Normalbeton ($W/Z \approx 0,40$) sind die gemessenen Verformungen bei UHFB ($W/Z \approx 0,20$) nahezu sechsmal so groß.

Aufgrund des besonders niedrigen Wasser-Zement-Werts bei UHFB ist insbesondere der autogene Anteil des Schwindens für schädigende Verformungen maßgebend. Ein Modell für die Abschätzung des Schwindmaßes ε_{as} von Normalbeton wurde von Gutsch [44] entwickelt. In der Gleichung 2.28 ist ε_{as0} das Endschwindmaß bei versiegelter Lagerung bei 20°C. Der Faktor β_t beschreibt den zeitlichen Verlauf des Schwindens und β_T ermöglicht die Beschreibung des Temperatureinflusses bei Lagerungstemperaturen von mehr als 20°C.

$$\varepsilon_{as}(t_e - t_{e0}) = \varepsilon_{as0} \cdot \beta_t \cdot \beta_T \quad (2.28)$$

Das Endschwindmaß ε_{as0} kann mit Gleichung 2.29 abgeschätzt werden. Die Gleichung ist abhängig von der Größe des Wasser-Bindemittel-Wertes und dem Faktor F, der für jeden Beton individuell bestimmt werden muss.

$$\varepsilon_{as0} \approx 1,3 \cdot 10^{-3} \cdot \exp\left(-F \cdot \frac{W}{B}\right) \quad (2.29)$$

Der Faktor β_t kann mit Gleichung 2.30 abgeschätzt werden, während β_T zur Berücksichtigung der Temperatur nach Krauß [57] für Hochleistungsbeton mit CEM I und Microsilicastaub mit 1 angenommen wird.

$$\beta_t \approx 1 - \exp\left[-a_{as} \cdot \left(\frac{t_e - t_{e0}}{t_1}\right)^{b_{as}}\right] \quad (2.30)$$

2.2.4 Viskoelastisches Verhalten

Unter viskoelastischem Verhalten von Beton versteht man dessen zeitabhängige Verformungen unter Belastung. Bei jungem Beton ist die Viskoelastizität besonders ausgeprägt. Für Spannungsberechnungen bei Bauteilen ist das viskoelastische Verhalten zu berücksichtigen, so auch bei der Abschätzung der Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme. Unterschieden wird zwischen Kriechen und Relaxation. Kriechen ist die zeitabhängige Zunahme der Verformung bei konstanter Spannung, während Relaxation das Phänomen der Spannungsabnahme bei konstanter Verformung beschreibt. Beide Effekte entstehen durch Umlagerungsprozesse des Wassers im Zementstein. Weitere Effekte wie interkristallines Gleiten und die Verschiebung von C-S-H-Phasen tragen zum Kriechen und zur Relaxation bei. Das Belastungsalter, der Belastungsgrad und die Dauer der Belastung beeinflussen das Kriechen und die Relaxation gleichermaßen. Frühe Belastungsalter bzw. niedrige Hydratationsgrade führen zu einer Vergrößerung der Kriechverformung bzw. zu einem stärkeren Spannungsabbau infolge der Relaxation. Die Größe des Betonkriechens wird primär vom Zementsteinvolumen des Betons beeinflusst.

UHFB hat folglich aufgrund seines hohen Zementgehalts bei einem geringen Anteil an Gesteinskörnung einen relativ großen Leimanteil in der Betonmatrix und demnach eine große Neigung zum Kriechen. Allerdings verringert sich aufgrund des geringen Wasser-Zement-Werts die Kriechneigung des Leimanteils gleichermaßen. Ab einem Betonalter von etwa einem Tag ist bei Normalbeton die Kriechverformung annähernd proportional zur aufgetragten Spannung. Dies gilt für Zugkriechen bis zu einem Spannungsverhältnis von $\sigma/f_{ct} \approx 40 - 60\%$, bei Druckkriechen bis etwa 40%. Bei Beanspruchungsgraden von mehr als 60% beginnt eine zunehmende Bildung von Mikrorissen, die zu einer überproportionalen Kriechverformung führt. Dieser Effekt wird als nichtlineares Kriechen bezeichnet (vgl. [33] und [91]).

Kriechen und Relaxation jungen Betons wurde bisher überwiegend im Druckbereich erforscht. Kriech- und Relaxationsversuche unter Zugbeanspruchung wurden unter anderem von Rostásy und Alda [75] durchgeführt, die festgestellt haben, dass das Zugkriechen bezogen auf die elastische Verformung ähnlich groß ist wie das Druckkriechen. Laube hat in [59] ein umfangreiches Versuchsprogramm von Zugkriech- und Zugrelaxationsversuchen an jungem Beton durchgeführt.

Zur Abschätzung der Größe der Kriechverformung und des Spannungsabbaus infolge von Relaxation stehen zahlreiche Methoden zur Verfügung, allerdings lässt sich das Kriech- und Relaxationsvermögen von jungem Beton mathematisch nur ungenau beschreiben, da vor allem Messergebnisse zur

Validierung der Modelle fehlen bzw. die Messwerte versuchstechnisch bedingt stark streuen. Zur Veranschaulichung der zeitlichen Entwicklung der Kriechverformung und deren viskoser und verzögert-elastischer Anteile wird üblicherweise der einstufige Kriechversuch herangezogen. Die Abbildung 2.9 zeigt den prinzipiellen Dehnungsverlauf eines einstufigen Kriechversuchs bei einer konstanten Spannung σ_i .

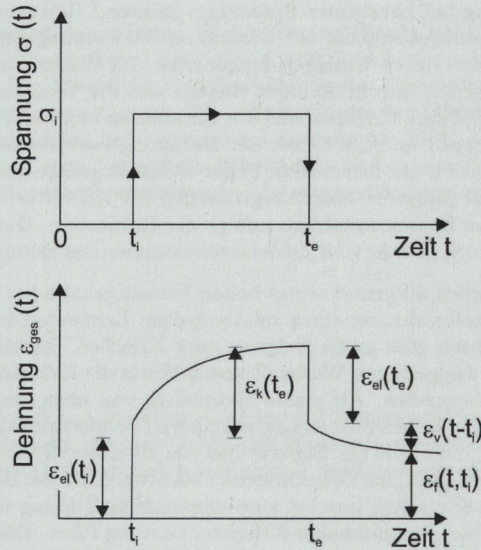


Abb. 2.9: Ablauf eines einstufigen Kriechversuchs mit Entlastung bei einer konstanten Spannung

Beim Aufbringen der Spannung σ_i zum Zeitpunkt t_i antwortet der Probekörper sofort mit einer spontan-elastischen Dehnung $\varepsilon_{el}(t_i)$, die sich mit Gleichung 2.31 bestimmen lässt.

$$\varepsilon_{el}(t_i) = \frac{\sigma_i}{E(t_i)} \quad (2.31)$$

Danach beginnt die Kriechdehnung $\varepsilon_k(t_e)$, sodass sich im Belastungszeitraum $t - t_i$ die Gesamtverformung ε_{ges} wie folgt zusammensetzt:

$$\varepsilon_{ges}(t, t_i) = \varepsilon_{el}(t_i) + \varepsilon_k(t, t_i) \quad (2.32)$$

Die auftretenden Verformungen durch das Kriechen sind maßgebliche Eingangsparameter in der Bemessung von Betonbauteilen. Für die Bestimmung der Gesamtgröße des Kriechens im fortgeschrittenen Betonalter im Druckbereich stehen eine Reihe von Kriechfunktionen zur Verfügung. Alle Ansätze beruhen auf der Kriechzahl φ , die das Verhältnis der zu einem Zeitpunkt t gemessenen Kriechverformung und der elastischen Dehnung beschreibt. Gutsch [44] beschreibt die Kriechzahl als das Verhältnis zwischen Kriechverformung und elastischer Dehnung beim Belastungsbeginn t_i mit Hilfe der Gleichung 2.33.

$$\varphi(t - t_i; t_i) = \frac{\varepsilon_{cr}(t - t_i)}{\varepsilon_{el}(t_i)} = p_1 \cdot \left(\frac{t_{ecr} - t_{ecr,i}}{t_c} \right)^{p_2} \quad (2.33)$$

Darin ist $\varepsilon_{cr}(t - t_i)$ die gemessene Dehnung infolge Kriechens vom Belastungsbeginn t_i bis t und $\varepsilon_{el}(t_i)$ die bei Belastung spontan auftretende elastische Dehnung. Die Parameter p_1 und p_2 sind betonspezifisch und werden mit Gleichung 2.34 bzw. 2.35 in linearer Abhängigkeit vom Hydratationsgrad α bestimmt. Der Parameter t_c ist die sogenannte Bezugszeit, die bei Modellierungsansätzen zum Kriechen und zur Relaxation zu $t_c = 1$ h gesetzt wird. In den Gleichungen 2.34 bzw. 2.35 beschreibt der Faktor p_1 den Einfluss des Belastungsalters und p_2 den zeitlichen Verlauf des Kriechens, während α_i den Hydratationsgrad bei Belastungsbeginn beschreibt.

$$p_1 \approx a_1 - b_1 \cdot \alpha_i \quad (2.34)$$

$$p_2 \approx a_2 + b_2 \cdot \alpha_i \quad (2.35)$$

2.2.5 Wärmedehnzahl

Beton dehnt sich wie alle Stoffe bei Temperaturerhöhung aus und zieht sich bei Abkühlung wieder zusammen. Die Längenänderung wird unter Annahme linearen Verhaltens mit Gleichung 2.36 bestimmt, bei der ΔL die lineare Längenänderung infolge Temperaturänderung ist, ΔT ist die Temperaturänderung in Kelvin und α_T die lineare Wärmedehnzahl.

$$\Delta L \approx \alpha_T \cdot L_0 \cdot \Delta T \quad (2.36)$$

Die Wärmedehnzahl von erhärtetem Beton liegt zwischen $0,6 \cdot 10^{-5}$ und $1,4 \cdot 10^{-5}$. Sofern die verwendeten Ausgangsstoffe des Betons nicht bekannt sind, wird nach DIN EN 1992-1-1 [25] zur Abschätzung der Längenänderung von Betonbauteilen die Wärmedehnzahl mit $1,0 \cdot 10^{-5}$ angenommen. Die tatsächliche Wärmedehnung von Beton kann aber in Abhängigkeit von der Art der Gesteinskörnung, vom Zementgehalt, vom Feuchtegehalt und vom Betonalter variieren. Bei üblicher Betonzusammensetzung hat die Art und Menge der verwendeten Gesteinskörnung den größten Einfluss auf die Wärmedehnung des Betons. Die Tabelle 2.2 enthält Anhaltswerte für die Wärmedehnzahl typischer Ausgangsstoffe zur Betonherstellung.

Tab. 2.2: Anhaltswerte für die Wärmedehnzahlen der Ausgangsstoffe von Beton (aus [77])

Stoffart	$\alpha_T [10^{-6}/K]$	Bezeichnung
Zementstein	9 - 12	α_{TCS}
Flugasche	7	α_{TFA}
quarzitische Gesteinskörnung	9 bis 13	α_{TA}
Granit	6 - 12	
Basalt	6 - 10	
Dolomit	5 - 9	
Kalkstein	4 - 8	

Mit der Gleichung 2.37 lässt sich unter Verwendung der in Tabelle 2.2 enthaltenen Kennwerte die Wärmedehnzahl von Beton abschätzen. Krauß empfiehlt in [57] $n = 1,5$ als Exponent und gibt eine Modellunschärfe von $\pm 2 \cdot 10^{-6}$ für diese Methode an.

$$\alpha_T \approx \alpha_{TA} - (\alpha_{TFA} - \alpha_{TCS}) \cdot V_{TCS}^n \quad (2.37)$$

Darin steht α_{TA} für den Anteil der Gesteinskörnung, α_{TFA} für den Anteil der Flugasche und α_{TCS} für den Anteil des Zementsteins an der Wärmedehnzahl. Das bezogene Zementsteinvolumen V_{TCS} kann mit Gleichung 2.38 abgeschätzt werden.

$$V_{TCS} \approx B \cdot (0,32 + W/B) \cdot 10^{-3} \quad (2.38)$$

Für eine Beschreibung von Werkstoffeigenschaften in Abhängigkeit der Zeit ist die Verwendung einer altersabhängigen Wärmedehnzahl notwendig. Verschiedene Untersuchungen [5], [55] und [64] haben gezeigt, dass die Wärmedehnzahl des noch flüssigen Betons um ein Vielfaches höher ist als die des

erhärteten Betons. In diesen Untersuchungen wird von einem sehr schnellen Abfall der Wärmedehnzahl während des ersten Tages der Erhärtung berichtet. Bei Beton beeinflusst insbesondere der Feuchtegehalt die Größe der Wärmedehnzahl, sodass sich diese in Abhängigkeit des Erhärtungszustands stark verändern kann. Ein vereinfachter Ansatz zur Ableitung der Wärmedehnzahl wurde von Niemann [64] aus verschiedenen Versuchsergebnissen ([65] und [74]) entwickelt. Er beschreibt die Entwicklung der Wärmedehnzahl bilinear mit den Gleichungen 2.39, 2.40 und 2.41. In den Gleichungen ist für t das effektive Betonalter t_e zu verwenden. Dieser Ansatz berücksichtigt zwar das effektive Betonalter und die zeitliche Entwicklung der Wärmedehnzahl, jedoch nicht unterschiedliche Zusammensetzungen des Betons.

$$t \leq 1d : \alpha_T / \alpha_{T,\infty} = 1,5 \quad (2.39)$$

$$1d \leq t \leq 3d : \alpha_T / \alpha_{T,\infty} = 1,5 - 1,048 \cdot \log_{10}(t) \quad (2.40)$$

$$t \geq 3d : \alpha_T / \alpha_{T,\infty} = 1,0 \quad (2.41)$$

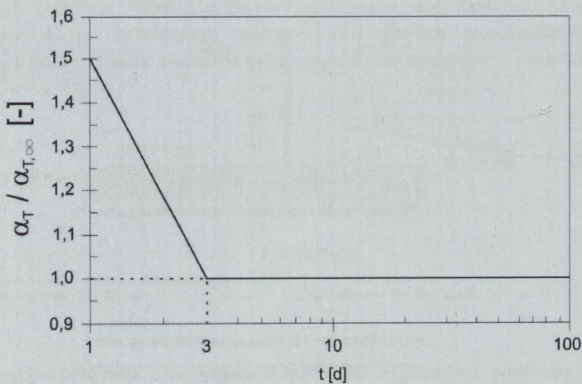


Abb. 2.10: Entwicklung der Wärmedehnzahl α_T in Abhängigkeit des Betonalters t aus [64]

Mit den Gleichungen unterscheidet er drei Bereiche, deren bilinearer Verlauf in Abbildung 2.10 dargestellt ist. Die Knickpunkte im Verlauf des Graphen entsprechen etwa den Zeitpunkten der maßgeblichen Vorgänge während der Hydratation und den Veränderungen im Betongefüge. Die Wärmedehnzahl wird zunächst im jungen Betonalter als konstant angenommen. In der Beschleunigungsphase der Hydratation bis zum Alter von drei Tagen wird ein Großteil des vorhandenen Wassers verbraucht, sodass die Wärmedehnzahl in diesem Zeitraum rasch abnimmt. Nach drei Tagen sind kaum noch Feuchteänderungen zu erwarten und die Wärmedehnzahl kann als konstant angenommen werden.

Bjøntegaard hat in [5] ebenfalls die Alters- und Feuchteabhängigkeit der Wärmedehnzahl gezeigt. Er hat verschiedene Betone in einer Temperaturspannungsprüfmaschine getestet und den zeitabhängigen Verlauf der Wärmedehnzahl aus den gemessenen Dehnungen bei Versuchen mit unterschiedlichen Temperaturprofilen abgeleitet. Von jedem Beton wurden zwei Probekörper hergestellt und mit Messsystemen versehen. Ein Probekörper wurde isotherm gelagert während der zweite, ausgehend von dieser isothermen Temperatur, zyklisch um jeweils 3 K erwärmt und abgekühlt wurde. Bei Erreichen der Minimal- und Maximaltemperatur wurde diese für einen Zeitraum von ca. 1 h konstant gehalten, damit der Probekörper über seinen gesamten Querschnitt vollständig durchtemperiert war. Die Messung der Dehnungen erfolgte fortlaufend und ist im linken Teil der Abbildung 2.11 dargestellt.

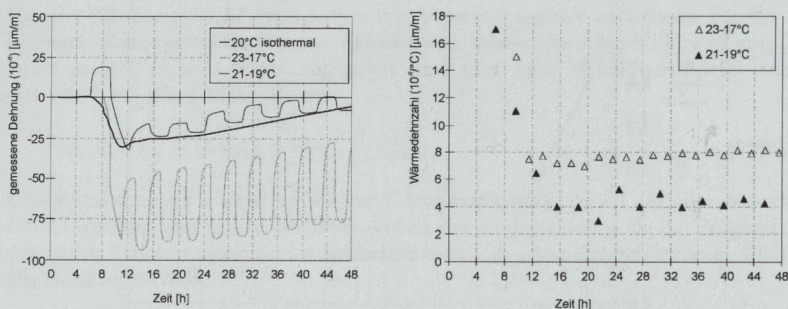


Abb. 2.11: Gemessene Dehnungen und daraus abgeleitete altersabhängige Wärmedehnzahl α_T nach Bjøntegaard [5]

Mit den zwei Temperaturprofilen konnte Bjøntegaard zum Einen die Schwindverformung und zum Anderen die Schwindverformung zusammen mit der der Verformung infolge Temperatur messen. Aus der Differenz der gemessenen Dehnungen konnte er nun im Temperaturminimum oder -maximum die Wärmedehnzahl α_T bestimmen. Der rechte Teil der Abbildung 2.11 aus [5] zeigt den Verlauf der mit diesem Verfahren bestimmten Wärmedehnzahl. Auch bei diesem Verfahren zeigt sich, dass die Wärmedehnzahl in den ersten 24 Stunden rasch abnimmt und danach kaum noch Schwankungen unterlegen ist.

2.3 Dünne Betonschichten auf Betonbauteilen

In diesem Abschnitt werden Besonderheiten bei der Herstellung und Verwendung von dünnen, im Verbund erhärtenden Betonschichten behandelt, die als Fahrbahnbelag (Whitetopping), hochbelasteter Industriefußboden, besondere Verkehrsflächen oder Brückenkappen eingesetzt werden. Bislang werden hierfür spezielle Produkte oder Einbauarten, vereinzelt aber auch hochfeste Betone oder UHFB eingesetzt. In der Abbildung 2.12 ist die Anwendung von UHFB als dünne Schicht gezeigt. Dargestellt ist eine Betonplatte, deren Oberseite mit einer dünnen UHFB-Schicht ergänzt wurde. Aus der Abbildung wird deutlich, dass die Berücksichtigung von lastunabhängigen Verformungen bei der Erhärtung zwingend erforderlich ist, um Schäden in der Schicht selber und eine Delamination vom Untergrund zu verhindern.

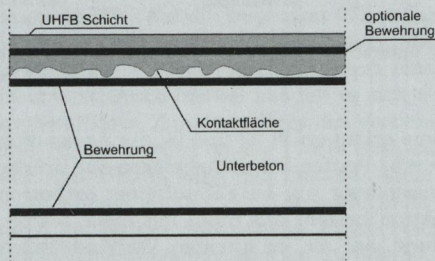


Abb. 2.12: Anwendung von UHFB als dünne Schicht

2.3.1 Fahrbahnbeläge

Beton bietet als Straßenbaumaterial gegenüber Asphalt eine Reihe von Vorteilen, hat aber auch einige Nachteile. Ein entscheidender Vorteil ist die verbesserte Dauerhaftigkeit und die wesentlich höhere Druckfestigkeit von Beton, insbesondere, wenn hochfester Beton oder UHFB verwendet wird. Beim Einsatz von hochfesten Betonen als Fahrbahnbelag wurde in [10] festgestellt, dass in den ersten 15 bis 20 Jahren der Nutzungsphase kaum Erhaltungsmaßnahmen notwendig sind und die Erhaltungsintervalle wesentlich länger sind als bei Asphalt. Im Straßenbau werden Betonschichten deshalb schon seit Jahrzehnten als sogenanntes Whitetopping zur Reparatur von Fahrbahnen verwendet. Für Whitetoppings wird steifer Beton verwendet, der auf einem geeigneten Untergrund erhärtet. Vor dem Einbau des Whitetoppings wird der obere Teil der vorhandenen Fahrbahndecke entfernt. Whitetoppings können bewehrt und unbewehrt auf alten Asphalt- oder Betonbelägen oder einer Sauberkeitsschicht ausgeführt werden. Durch die Entwicklung hochfester Betone wurde die Whitetopping-Bauweise zur Thin-Whitetopping- und Ultra-Thin-Whitetopping-Bauweise weiterentwickelt, wodurch die einzubauende Schichtdicke auf 60 - 80 mm reduziert werden konnten. Die Abbildung 2.13 zeigt die unterschiedlichen Schichtdicken eines konventionellen Whitetoppings im Vergleich zu einem Thin-Whitetopping und einem modernen Ultra-Thin-Whitetopping.

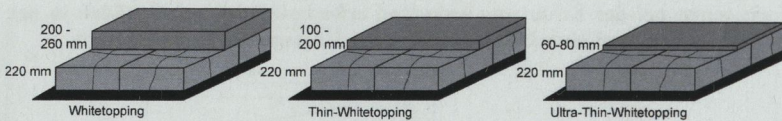


Abb. 2.13: Vergleich unterschiedlicher Whitetopping-Ausführungen

Braam und Boersma erläutern in [6] und [8] die Anwendung von UHFB für die Reparatur von schadhafte Fahrbahnbelägen auf Brückenflächen. Untersucht wird die Anwendung von UHFB auf einer orthotropen Platte. Die tragende Konstruktion besteht aus Stahl mit einer horizontalen Stahlplatte zur Lastverteilung, auf die im direkten Verbund üblicherweise Asphalt als Fahrbahnbelag aufgebracht wird. Ein Nachteil dieser Bauform sind die großen Verformungen infolge des gestiegenen Verkehrsaufkommens und größerer Einzelradlasten, die zu erheblichen Rissen und Schäden im Fahrbahnbelag auf der Brückenfläche führen. Die übliche Instandsetzungsmaßnahme bei

Schäden auf orthotropen Platten ist ein kompletter Austausch der vorhandenen Asphalttragschicht, wobei die gesamte Brücke längerfristig gesperrt werden muss. Durch den Austausch des Asphalts auf der Brückenfläche ändert sich aber nicht das Verformungsverhalten der Brückenfläche unter Last, sodass schon bald nach Verkehrsfreigabe wieder mit Schäden zu rechnen ist. Braam und Boersma schlagen deshalb die Verwendung von UHFB als Fahrbelag für orthotrope Platten vor. Sie haben umfangreiche Versuchsreihen durchgeführt und die Wirksamkeit und Dauerhaftigkeit von im Verbund erhärtenden Betonschichten mit Fasern und konventioneller Stabstahlbewehrung getestet. Die eingebaute Schichtdicke des UHFB betrug nur 50 - 60 mm, der Verbund zur orthotropen Platte wurde mit einer Epoxidharzschicht mit Splittestreue hergestellt. Vorteile dieses Verfahrens sind:

- Erhöhung der Tragfähigkeit durch höhere mechanische Festigkeiten des UHFB
- Aussteifung der Brückenplatte durch den UHFB
- Verbesserung des Korrosionsschutzes

Walraven zeigt in [87] eine ähnliche Sanierungsmaßnahme von durch Ermüdung gerissenen und beschädigten orthotropen Brückenplatten in den Niederlanden. Er empfiehlt die Verwendung eines Reparaturmaterials, das entstehende Risse überbrückt und die Gefahr einer weiteren Schädigung verringert. Er empfiehlt den Einsatz eines Betons mit einer Druckfestigkeit von 85 - 115 MPa und einem Fasergehalt von 0,9 Vol.-%. Die eingebaute Schichtdicke beträgt ca. 50 - 60 mm mit einer zusätzlichen Lage Bewehrung im aufgetragenen Beton. Der Verbund zwischen der Betonschicht und der orthotropen Platte wurde mit einer besandeten Epoxidharzkleberschicht hergestellt.

Über eine großflächige Anwendung von UHFB als Brückenbelag berichten Kunieda und Rokugo in [58]. Auf der insgesamt 972 m langen Mihara Ohashi Brücke auf Hokkaido wurde auf dem 340 m langen Mittelfeld der Brücke die vorhandene geschädigte Asphalttragschicht durch eine nur 40 mm dicke Faserbetonschicht ersetzt. Auch hierbei handelt es sich um ein Tragsystem mit einer orthotropen Platte. Zur Herstellung des Verbunds zwischen orthotroper Platte und UHFB wurden an die Platte Stahldübel angeschweißt. Durch den Einsatz von UHFB kann das Gesamtsystem wesentlich höhere Verformungen aufnehmen, obwohl der Tragquerschnitt verringert wurde. Zudem wurde durch die geringe Schichtdicke Eigengewicht eingespart. Bei dieser sehr großflächigen Anwendung wurden täglich 30 m² Brückenfläche aus UHFB erstellt.

Brühwiler et al. [12] haben ein spezielles Instandsetzungssystem für Brückenreparaturen entwickelt und in der Praxis mehrfach angewendet. Der zusam-

men mit einem Hersteller entwickelte Beton *cemtec multiscale*® ist ein sehr fließfähiger ultra-hochleistungsfähiger faserverstärkter Beton mit sehr großer Druckfestigkeit und Dauerhaftigkeit. In der Nähe von Sion wurde eine Brücke mit diesem Material instand gesetzt. Die Brücke aus den 50er Jahren hat eine Spannweite von 10 m und hatte im Originalzustand vier Längsbalken im Abstand von 1,70 m mit einer monolithisch angeschlossenen Fahrbahnplatte ohne eine zusätzliche Abdichtung. Unter dem Fahrbahnbelag entstanden während der Nutzungsphase insbesondere in den Randbereichen vermehrt Korrosionsschäden infolge von Undichtigkeiten. Bei der im Jahr 2004 durchgeführten Instandsetzung wurde die obere Lage des degradierten Stahlbetons durch UHFB ersetzt und die Dauerhaftigkeit und die Dichtigkeit wiederhergestellt bzw. verbessert. Zudem konnte die Brücke durch eine Erhöhung der Tragfähigkeit verbreitert werden.

Brühwiler stellt in seinen Arbeiten fest, dass hochleistungsfähige Baustoffe wie UHFB zwar kostenintensiver in der Herstellung und Verarbeitung sind, aber die Erstellung qualitativ hochwertiger und dauerhafter Bauwerke ermöglichen. Verfolgt man die anfallenden Kosten des Bauwerks über die gesamte Nutzungsdauer, kann bei vielen Anwendungen gezeigt werden, dass sich die höheren Herstellungskosten rasch durch die geringen Instandhaltungskosten und verlängerte Wartungsintervalle amortisieren. Allerdings ist UHFB auch empfindlicher bei Anwendungs- und Verarbeitungsfehlern in der Praxis, sodass bei der Verwendung auf der Baustelle höchste Fachkompetenz gefordert ist.

Zusammen mit Oesterlee und Denarie hat Brühwiler in [11] an der ETH Lausanne drei unterschiedliche Konfigurationen (vgl. Abbildung 2.14) von ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) als Reparaturmaßnahme auf bestehenden Fahrbahnplatten aus Beton entwickelt, getestet und wie folgt klassifiziert:

- Konfiguration P
- Konfiguration PR
- Konfiguration R

Bei der Konfiguration P (links in Abbildung 2.14) ist die ursprüngliche Betonoberfläche zum Großteil abgewittert, gerissen oder die Betonkorrosion ist schon sehr weit fortgeschritten. Nach einer Vorbehandlung des Untergrunds und Auftrag einer dünnen UHPFRC-Schicht übt diese eine erweiterte Schutzfunktion für die Bewehrung und den übrigen Bauteilquerschnitt aus Normalbeton aus, indem er erneuten Zutritt von schädigenden Flüssigkeiten und Gasen und das Fortschreiten der Korrosionsfront zur Bewehrung

verhindert. Die Konfiguration P funktioniert ähnlich wie ein Oberflächenschutzsystem und bietet sich insbesondere für Instandsetzungsmaßnahmen an, da hierbei die Dauerhaftigkeit wiederhergestellt oder verbessert wird ohne die Tragfähigkeit des reparierten Bauteils zu verändern. Im mittleren Teil der Abbildung 2.14 ist bereits die Bewehrung durch Korrosion geschädigt. Zur Ertüchtigung wird die Konfiguration PR angewendet. Der degradierte Stahlbeton wird bis zur Bewehrung flächig abgetragen. Nach dem Sanieren der Bewehrung wird UHPFRC in alter Bauteilstärke wieder aufgetragen, so dass die Dauerhaftigkeit des gesamten Bauteils wesentlich verbessert wird. Bei der Konfiguration R (rechts in Abbildung 2.14) wird in der UHPFRC-Schicht eine zusätzliche Lage Bewehrung eingebaut. Neben der Verbesserung der Dauerhaftigkeit wird zudem die Tragfähigkeit durch den Einbau einer zusätzlichen Bewehrung erhöht.

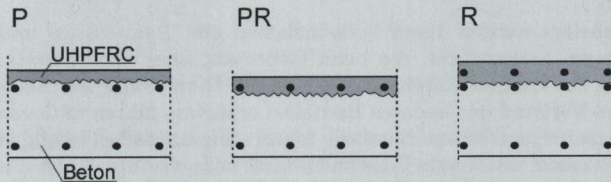


Abb. 2.14: Grundkonfigurationen zur Anwendung von UHPFRC nach [11]

Ein besonderer Anwendungsfall für dünne Betonschichten sind Industriefußböden. Hierbei wird eine hohe Tragfähigkeit, eine hohe Dauerhaftigkeit und bei besonderen Anwendungsfällen ein großer Verschleißwiderstand und eine hohe Dichtigkeit gefordert. Die extrem hohe Verschleißbeanspruchung entsteht durch Verkehr, Stöße oder Schläge sowie rollende oder schleifende Bewegungen von schweren Gegenständen. Standardmäßig kommt Zementestrich oder Beton mit einer oberflächennahen Hartstoffeinstreuung zur Verbesserung der Oberflächenqualität und zur Erhöhung des Widerstands gegenüber mechanischem Abrieb zum Einsatz. Der Einbau und Aufbau von Industriefußböden ist nicht in Normen geregelt. Normenähnliche Verweise finden sich z.B. im Merkblatt „Industrieböden aus Beton“ [39].

Ein Spezialesystem zur Herstellung hochfester und extrem widerstandsfähiger Industriefußböden ist SIFCON[®] (Slurry Infiltrated Fibre CONcrete),

dessen baupraktische Anwendung in [68] und [94] beschrieben wird. Auf den tragfähigen Untergrund werden zunächst Stahlfasern ausgestreut, verdichtet und anschließend mit einem Zementleim durchmischt. Auf diese Art lassen sich extrem hohe Fasergehalte von 12 - 13 Vol.-% im Festbeton einstellen. Ein Nachteil dieser Art des Fasereinbaus ist die inhomogene Verteilung der Fasern vorrangig in horizontaler Richtung, was die Wirkungsweise der Faserbewehrung einschränkt. Eine Weiterentwicklung ist SIMCON® (Slurry Infiltrated Mat CONcrete). Bei dieser Bauart werden die Fasern in einer vorgefertigten Matte inhomogen verteilt, sodass die Faserverteilung in horizontale und vertikale Richtung gezielt gesteuert werden kann. Nach dem Auslegen der Fasermatten werden die Zwischenräume wie beim SIFCON® mit einer Zementsuspension verfüllt.

2.3.2 Erhärtung im Verbund

Fahrbahnbeläge werden durch Verkehrslasten und Temperatur- und Feuchteänderungen beansprucht, die beim Gebrauch, aber auch bereits bei der Erhärtung zu Schäden führen können. Bei der Herstellung von Betonschichten, die im Verbund mit anderen Bauteilen erhärten, führen unterschiedliche Erhärtungsalter und unterschiedliche Materialeigenschaften häufig zu Zwängungsproblemen. In diesem Abschnitt wird kurz der Stand der Forschung gezeigt, der schwerpunktmäßig die Erhärtung von Beton im Verbund und daraus resultierende Spannungsprobleme zum Thema hat.

Hilsdorf zeigt in [50] einen Überblick über den Spannungsaufbau und die Schadensmechanismen von dünnen zementgebundenen Reparaturschichten, die im Verbund erhärten. Die Abbildung 2.15 zeigt die Spannungen σ_x , σ_y und τ_{xy} sowie deren Wirkung im erhärteten Bauteil. Die entstehenden Spannungen verursachen Schäden in der Schicht selber, Aufwölben und Ablösung vom Untergrund oder Versagen des Verbunds entlang der Fuge. Die aufgetragene Deckschicht zeigt insbesondere bei hohem Zementgehalt und niedrigem Wasser-Zement-Wert besonders große Verformungen infolge Schwindens. Das Schwinden verursacht Zugspannungen σ_x in der Deckschicht, die häufig zu Rissen führen. Weiterhin entstehen Schubspannungen τ_{xy} in der Verbundfuge und Schälspannungen σ_y an den freien Rändern.

Bei einer Erhärtung von Betonschichten im Verbund ist eine kraftschlüssige Verbindung zum Untergrund notwendig, um alle auftretenden Verformungen zwischen den Schichten zu übertragen, ohne dass diese sich voneinander ablösen. Ein guter Verbund ist insbesondere notwendig, um die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Gesamtsystems zu gewährleisten.

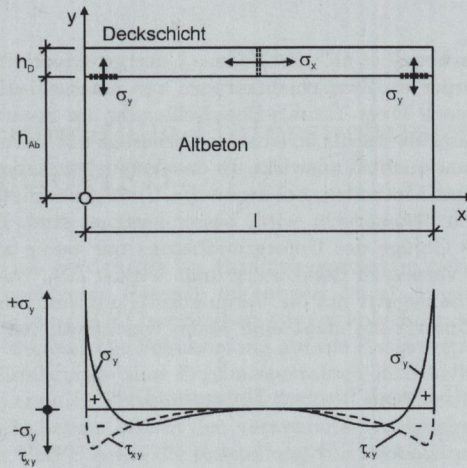


Abb. 2.15: Eigenspannungen in Dickbeschichtungen aus [50]

Lokal begrenzte Schwachstellen in der Verbundfuge können zu einem großflächigen Versagen führen. Durch planmäßige Fugen kann Wasser oder mit Taumitteln versetztes Wasser zur Verbundfuge gelangen und dort Schäden verursachen. Die Be- und Entlastung durch Verkehrslasten eines teilweise abgelösten Oberbetons bewirkt einen zusätzlichen Pumpeneffekt, der Wasser und Schadstoffe immer weiter in der Verbundfuge transportiert. Dort kann sich infolge Gefrierens des eingedrungenen Wassers die Ablösung in der Verbundfuge fortpflanzen.

Die Güte des Verbunds wird vorrangig von der Oberflächenbeschaffenheit des Untergrunds und der Möglichkeit der Vernetzung der entstehenden C-S-H-Phasen des frischen UHFB mit dem Unterbeton beeinflusst. Sehr fließfähiger Oberbeton ist besonders geeignet, um die effektive Kontaktfläche des Unterbetons vollständig zu benetzen und einen guten Verbund auszubilden.

Beushausen hat in [4] festgestellt, dass porenreicher Unterbeton eine besonders gute Verbindung zur oberen Betonlage ermöglicht, allerdings kann der aufbetonierte UHFB-Zugabewasser entzogen werden, das eigentlich zur Hydratation benötigt wird. Weitere beeinflussende Faktoren für die Güte des Haftverbundes zwischen den beiden Betonschichten sind Risse in der unteren Betonschicht sowie die Sauberkeit vor dem Auftragen des Oberbe-

tons.

In [18] haben Carbonell et al. verschiedene Untergrundvorbehandlungen für Betonverbundkörper an Zweischichtkörpern aus unterschiedlichen Betonen untersucht, die nach Frost-Tausalz-Beaufschlagung im Spaltzugversuch getestet wurden. Geprüft wurde, ob sich das Vornässen des Untergrundes günstig auf die Verbundqualität auswirkt. In den Versuchen haben Carbonell et al. festgestellt, dass Methoden, bei denen das Untergrundmaterial möglichst wenig mechanisch beansprucht wird, besser geeignet sind. Bei diesen Methoden wird das Gefüge des Untergrundbetons nur wenig angegriffen und gelockert. Beim Vornässen des Untergrundes wirken sich Wasserrückstände auf der Oberfläche negativ auf die Verbundfestigkeit aus. Zur Vorbereitung von Beton als Untergrund steht eine Reihe von bewährten Verfahren zur Verfügung:

- Stahlbesen (bei noch frischem Untergrund)
- Kugelstrahlen
- Fräsen
- Hochdruckwasserstrahlen
- Rillieren

Der Verbund zwischen den Betonschichten sowie die Qualität des Unterbetons kann anhand der Oberflächenzugfestigkeit nach DIN 1048-2 [29] direkt am Bauteil beurteilt werden. Die Messung der Rautiefe des Untergrundes vor dem Auftragen des Oberbetons gibt anhand der Verbundoberfläche eine Information der zu erwartenden Verbundqualität. Eine einfache Methode zur Bestimmung der Rautiefe, die auch häufig in der Praxis eingesetzt wird, ist das Sandflächenverfahren nach Kaufmann [54].

Bei der Erhärtung von Beton im Verbund mit anderen Bauteilen müssen Verkehrslasten, kurzfristig auftretende Spannungen durch Temperatur- oder Feuchteänderung und zeitabhängige Spannungen infolge Schwinden und Kriechen berücksichtigt werden. Wie in Abschnitt 2.2.4 dieser Arbeit beschrieben, weist Beton aufgrund des viskoelastischen Verhaltens des Zementsteins unter einwirkenden Spannungen ein zeitabhängiges Materialverhalten auf. Für die Erhärtung von Normalbeton oder zementgebundenem Reparaturmörtel liegt eine Reihe von Untersuchungen von Hardt und Hilsdorf [45] sowie von [84] vor. Untersuchungen zum Spannungsaufbau bei im Verbund erhärtendem UHFB auf älterem Normalbetonuntergrund liegen noch nicht vor, obwohl bei dieser Konstellation besonders große Unterschiede bei den Materialeigenschaften und aufgrund des unterschiedlichen Betonalters auftreten.

3 Experimentelle Untersuchungen an jungem UHFB

In diesem Kapitel werden die im Forschungsprojekt „Werkstoffeigenschaften von ultra-hochfesten Betonen im jungen Alter“ untersuchten UHFB-Rezepturen M2Q und B4Q beschrieben, die im Folgenden als Basisrezepturen bezeichnet werden. Die Fokussierung auf die Basisrezepturen begründet sich auf dem Erfahrungs- und Ergebnisaustausch innerhalb des SPP 1182, da alle partizipierenden Forschungseinrichtungen zunächst beide Betone intensiv untersucht haben. Neben den verwendeten Ausgangsstoffen wird die Herstellung des UHFB sowie die Herstellung von Probekörpern zur Prüfung mechanischer Festigkeitskennwerte und deren Lagerung beschrieben. Weiterhin werden die an den Basisrezepturen durchgeführten Versuche im adiabatischen Kalorimeter, die Versuche zur Bestimmung mechanischer Festigkeitskennwerte sowie die Versuche in den Temperaturspannungsprüfmaschinen beschrieben.

3.1 Ausgangsstoffe

Die Zusammensetzung der Basisrezepturen M2Q und B4Q wurde in einem vorausgegangenen Forschungsprojekt [37] entwickelt. Beide Rezepturen wurden ursprünglich für die Herstellung in einem Intensivmischer entwickelt, da sich diese Mischerart als besonders gut geeignet erwiesen hat, um feine Ausgangsstoffe optimal zu dispergieren und Agglomerationen von Trockenstoffen, wie z.B. Microsilica, aufzuschlüsseln.

Als Zement wurde ausschließlich ein nach DIN EN 197-1 [22] genormter Portlandzement CEM I 52,5 R HS/NA verwendet. Zur besseren Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse der beteiligten Projektpartner wurde der Zement ausschließlich aus einem Herstellwerk bezogen. Die fortlaufende Qualitätskontrolle erfolgte in regelmäßigen Abständen durch den Hersteller und Projektpartner. Von jeder Liefercharge wurde die chemische Zusammensetzung des Zements mittels Röntgendiffraktometrie (XRD) untersucht. Die Tabelle 3.1 zeigt die während des gesamten Projektverlaufs gemessenen Mittelwerte der chemischen Bestandteile aus mehr als zwanzig Einzeltests.

Tab. 3.1: Chemische Zusammensetzung des verwendeten CEM I 52,5 R HS/NA

Bestandteil	Einheit	Menge
Glühverlust	M.-%	1,11
SiO ₂	M.-%	21,83
Al ₂ O ₃	M.-%	3,30
TiO ₂	M.-%	0,22
Fe ₂ O ₃	M.-%	5,29
MgO	M.-%	0,70
CaO	M.-%	65,58
SO ₃	M.-%	2,16
Na ₂ O-Äquivalent	M.-%	0,48

Das Microsilica wurde als konventionelle Sackware angeliefert. Die spezifische Oberfläche beträgt nach Herstellerangaben ca. $20 \text{ m}^2/\text{g}$ bei einem SiO₂-Gehalt von mindestens 98,0% und einer Rohdichte von $300 - 450 \text{ kg/m}^3$. Bei längerer Lagerung kompaktierte sich der Silicastaub und bildete Agglomerationen, deren Größenordnung vom mikroskopischen Bereich bis hin zu faustgroßen Agglomeraten reichte. Vor der Einrichtung des Schwerpunktprogramms wurden im Forschungsprojekt [37] zahlreiche Microsilica-Fließmittel-Kombinationen getestet. Für das in diesem Fall verwendete Microsilica wurde ein Standardfließmittel auf Basis eines Polycarboxylatethers in Form einer wässrigen Lösung empfohlen.

Als Gesteinskörnungen wurden ein Quarzsand und zwei verschiedene Quarzmehle von einem Hersteller bezogen. Der Quarzsand hatte eine maximale Partikelgröße von $0,500 \text{ mm}$. Beim Quarz I und Quarz II betrug die obere Korngröße $d_{95\%}$ $50 \mu\text{m}$ bzw. $220 \mu\text{m}$. Die Korngrößenverteilung und die Körnungskennwerte des Quarzsands und der Quarzmehle können den Tabellen A.1, A.2 und A.3 im Anhang A entnommen werden. Die Partikelgrößen und die jeweiligen Volumina der verwendeten Feinststoffe wurden so aufeinander abgestimmt, dass sich eine optimale Packungsdichte ergab, die bereits in Abschnitt 2.1.6 erläutert wurde. Zur Herstellung des Grobkornbetons B4Q wurde zusätzlich ein gebrochener Basaltsplitt verwendet, der von einem lokalen Anbieter in den zwei Kornfraktionen $2/4 \text{ mm}$ und $4/8 \text{ mm}$ bezogen wurde. Zur Verbesserung der Duktilität enthielten beide Rezepturen 2,5 Vol.-% Mikrodrahtfasern. Verwendet wurden ausschließlich Mikrodrahtfasern eines Herstellers mit einem geraden Ende, einer Länge von 9 mm und einen Durchmesser von $0,15 \text{ mm}$.

3.2 Frischbetonherstellung

Im iBMB stand zur Herstellung des UHFB nur ein konventioneller Zwangsmischer zur Verfügung, sodass die in [37] entwickelten Rezepturen in ihrer ursprünglichen Form nicht verwendet werden konnten. Zu Projektbeginn wurde deshalb eine Reihe von Frischbetonuntersuchungen durchgeführt, bei denen die Fließmittel- und Wassermenge variiert wurde, um die in [37] gemessenen Ausbreitmaße für den M2Q und B4Q zu erreichen. Zur Verbesserung der Vergleichbarkeit der Versuche untereinander wurden die Ausgangsstoffe jeweils 2 Tage bei 20°C vorgelagert. Zunächst wurde die Fließmittelmenge in mehreren Stufen um ca. 30% erhöht, ohne den Wasser-Zement-Wert zu verändern. Der Wasser-Zement-Wert und der Wasser-Bindemittel-Wert wurden mit Gleichung 3.1 bzw. 3.2 bestimmt. Die Wassermenge W setzte sich aus dem Zugabewasser M_W und dem flüssigen Anteil des Fließmittels M_{FM} zusammen, das zu 65% aus flüssigen und 35% festen Inhaltsstoffen bestand. Die Tabelle 3.2 zeigt die an den Mischprozess im Zwangsmischer angepassten Mengen der Ausgangsstoffe zur Herstellung der Basisrezepturen, den Wasser-Zement-Wert und den Wasser-Bindemittel-Wert.

$$\frac{W}{Z} = \frac{(M_W + 0,65 \cdot M_{FM})}{Z} \quad (3.1)$$

$$\frac{W}{B} = \frac{(M_W + 0,65 \cdot M_{FM})}{Z + S} \quad (3.2)$$

Tab. 3.2: Basisrezepturen M2Q und B4Q

Bestandteil	Einheit	M2Q	B4Q
Zement CEM I 52,5 R NA/HS	kg/m ³	832,00	650,00
Quarzsand 0,125/0,500 mm	kg/m ³	975,00	354,00
Basalt 2/8 mm	kg/m ³	-	597,00
Microsilica	kg/m ³	135,00	177,00
Stahlfasern	kg/m ³	192,00	192,00
Quarz I 60 µm	kg/m ³	207,00	325,00
Quarz II 300 µm	kg/m ³	-	131,00
Fließmittel	kg/m ³	29,40	30,40
Zugabewasser	kg/m ³	166,00	158,00
Wasser-Zement-Wert	-	0,22	0,27
Wasser-Bindemittel-Wert	-	0,19	0,21

Die im Vergleich zum Intensivmischer fehlende Mischenergie des Zwangsmischers wurde durch die Verlängerung der Mischzeit kompensiert, was zu einer nachteiligen Veränderung der Frischbetoneigenschaften führte. Die dauerhafte Reibung der Trockenstoffe verursachte einen raschen Anstieg der Frischbetontemperatur beim Anmischen, was die erste Reaktion des Zements beschleunigte und zu einer Verschlechterung der Frischbetonkonsistenz führte, was mit den festgestellten Ausbreitmaßen korrespondierte. Einige Messwerte lagen mit weniger als 50 cm weit unter den Werten, die in [37] an den Basisrezepturen gemessen wurden. Hier lag der Mittelwert bei mehr als 65 cm. Zudem bildete sich schon wenige Minuten nach Beendigung des Mischprozesses eine dichte und klebrige Haut auf der Frischbetonoberfläche.

Bei höheren Frischbetontemperaturen zeigte das verwendete Fließmittel ein deutliches Nachlassen seiner Wirksamkeit durch ein Absinken der gemessenen Ausbreitmaße. Zu diesem sehr frühen Stadium des Projekts wurde deshalb auf das Produkt eines anderen Herstellers zurückgegriffen, mit dem einige Projektpartner bereits sehr gute Verarbeitungsergebnisse erzielt hatten. Die Abbildung 3.1 zeigt den Vergleich der Ausbreitmaße in Abhängigkeit der Frischbetontemperatur zwischen Fließmittel A (ursprüngliches Fließmittel) und Fließmittel B (neues Fließmittel). Deutlich erkennbar ist das Absinken des Ausbreitmaßes beim Fließmittel A bei hohen Frischbetontemperaturen, während das Fließmittel B eine gleichmäßige Verarbeitbarkeit unabhängig von der Frischbetontemperatur erreichte.

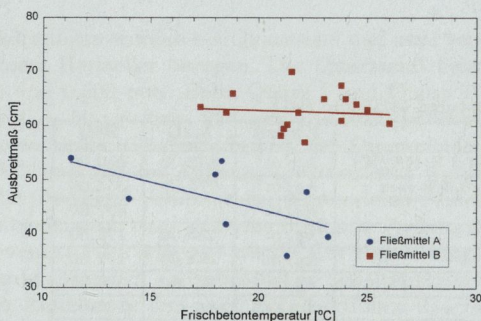


Abb. 3.1: Abhängigkeit des Ausbreitmaßes von der Frischbetontemperatur für die erprobten Fließmittel A und B

Nach einer Reihe von Vorversuchen zum Herstellprozess und den Frischbetoneigenschaften hatte sich das in Tabelle 3.3 abgebildete Mischregime, in Bezug auf Konsistenz und Frischbetontemperatur, als besonders geeignet erwiesen und wurde deshalb im weiteren Projektverlauf bei jeder Betonage angewendet. Zur detaillierten Beschreibung der Frischbetoneigenschaften wurde bei jeder Betonage die Frischbetontemperatur, die Frischbetonrohichte, der Luftporengehalt und das Ausbreitmaß bestimmt. Die Frischbetontemperatur wurde unmittelbar nach dem Beenden des Mischvorgangs mit einem konventionellen Thermometer gemessen. Die Frischbetonrohichte und der Luftporengehalt wurden nach DIN EN 12350-6 [31] und DIN EN 12350-7 [24] bestimmt. Das Ausbreitmaß wurde in Anlehnung an DIN EN 12350 [23] ohne zwischenzeitliche Verdichtung im Konus und ohne Schocken des Ausbreittisches gemessen.

Tab. 3.3: Mischregime Basisrezepturen M2Q und B4Q

Vorgang	Zeit [sec]
Vormischen Microsilica und Quarzsand	120
Zumischen Feinststoffe und Zement	120
Zumischen Wasser und Fließmittel	60
Mischzeit	300 - 600
Zumischen Stahlfasern (und Basalt)	120
Restmischzeit	180
Gesamtischzeit	900 - 1200

3.3 Herstellung von Probekörpern

Zur Prüfung der mechanischen Kennwerte wurde bei jeder Betonage eine Reihe von Probekörpern hergestellt. Anfänglich wurden Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm und Zylinder mit verschiedenen Höhen und Durchmessern zur Prüfung der Druckfestigkeit und des Druckelastizitätsmoduls hergestellt. Im weiteren Projektverlauf wurden dann ausschließlich Zylinder mit einem Durchmesser von 80 mm und einer Höhe von 160 mm verwendet. Die Herstellung erfolgte in Kunststoffschalungen. Zur Herstellung von Zugprüfzylindern mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 300 mm wurden spezielle Stahlschalungen verwendet. Die Probekörper wurden nach dem Einfüllen des Betons in die Schalung für 30 - 60 Sekunden auf einem Rütteltisch verdichtet. Die Verdichtungszeit von bis zu 60 Sekunden

den war ausreichend, um die durch das lange Mischen in den Frischbeton eingetragene Luft auszubringen.

Eine Verdichtung von mehr als 60 Sekunden bewirkte bei der zähen und klebrigen Frischbetonkonsistenz allerdings einen Umwälzprozess des Frischbetons in der Schalung ohne weitere Entlüftung. Stattdessen wurde der Beton an der Oberfläche zu den Seiten gedrängt und sank dort parallel zum Schalungsrand wieder bis zum Boden der Schalung ab. Beim Absinken „saugte“ er von der Oberfläche erhebliche Mengen Luft mit nach unten, die in der Mitte der Schalung wieder nach oben stiegen. Durch diesen Effekt entstand die große Luftpore am Schalungsrand, die in Abbildung 3.2 gezeigt ist.



Abb. 3.2: Lufteinschluss infolge intensiver Verdichtung an einem Zugprüfkörper (M2Q)

3.4 Lagerung und Nachbehandlung

Alle zur Prüfung der mechanischen Eigenschaften hergestellten Probekörper wurden unmittelbar nach der Betonage versiegelt und bei 20°C gelagert. Die Lagerung erfolgte bis zum Entschalen in der Schalung mit abgedeckter Befüllöffnung. Bei ausreichender Festigkeit wurden die Proben ausgeschalt und für die Prüfung vorbereitet (z.B. Schleifen der Druckprüfzylinder). Die weitere Lagerung erfolgte bis zur Prüfung wiederum versiegelt bei 20°C. Zur Überprüfung der Anwendbarkeit des Aktivierungsenergiekonzepts wurde von

dieser Lagerungsart abgewichen. Die in diesen Betonagen hergestellten Probekörper wurden entsprechend ihrer Frischbetontemperatur eingelagert. Hergestellt wurden für diese Versuche Frischbetontemperaturen zwischen 5°C und 40°C .

Der Effekt einer speziellen Wärmebehandlung (vgl. [37]) zur Steigerung der Festbetoneigenschaften von UHFB wurde ebenfalls in einer eigenen Versuchsreihe überprüft. Hierfür wurde eine Serie von 18 Druckprüfkörpern ($\varnothing = 80\text{ mm}$ und $h = 160\text{ mm}$) des Betons M2Q hergestellt. Die Abbildung 3.3 zeigt die Temperatur in Abhängigkeit der Zeit für die durchgeführte Wärmebehandlung. Die Messung der Temperatur im Probekörper und im Trockenofen erfolgte mit Temperatursensoren. Die Proben wurden zunächst versiegelt und für 24 h bei 20°C vorgelagert. Nach Ablauf der Vorlagerungszeit wurden die Probekörper in der Schalung in stabile und reißfeste Gefrierbeutel verpackt und vakuumversiegelt. Jeder Probekörper wurde zusätzlich mit einem zweiten Gefrierbeutel umhüllt, die überschüssige Luft ausgestrichen und verschlossen, sodass ein Entweichen von Wasser oder Wasserdampf aus der Probe während der Wärmebehandlung ausgeschlossen werden konnte.

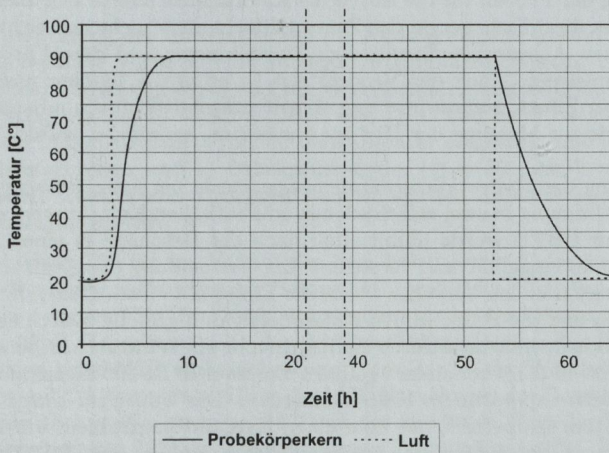


Abb. 3.3: Temperaturkurve bei einer Wärmebehandlung für UHFB (gem. [37])

Die Wärmebehandlung der versiegelten Probekörper wurde in einem Trockenschrank durchgeführt. Das Aufheizen ausgehend von der Vorlagerungstemperatur von 20°C erfolgte mit einer Aufheizrate von ca. 9 K/h innerhalb von 8 h. Beim Erreichen der Warmbehandlungstemperatur von 90°C wurde die Temperatur für 48 h konstant gehalten. Nach 48 h kühlten die Probekörper innerhalb von ca. 8 h auf 20°C ab. Nach dem Abkühlen und der Entnahme aus dem Trockenschrank erfolgte die weitere Lagerung bis zur Prüfung versiegelt bei 20°C .

3.5 Adiabatische Kalorimetrie

Die Hydratation ist wie in Abschnitt 2.2.1 beschrieben ein exothermer Prozess. Zu Beginn des Forschungsprojekts wurden einige Versuche zur Messung der freiwerdenden Wärmemenge mit den Basisrezepturen im isothermen Zementkalorimeter durchgeführt. Der Vorteil der Messung im isothermen Kalorimeter ist, dass auch die sofortige Anfangsreaktion des Zements messtechnisch erfasst wird, da die Wasserzugabe erst im Kalorimeter erfolgt und so der gesamte Verlauf der Hydratation abgebildet werden kann. Bei der Herstellung der Proben für die isotherme Kalorimetrie stellte sich allerdings heraus, dass die Mischenergie des Zementkalorimeters nicht ausreichte, um die trockenen Ausgangsstoffe mit dem Zugabewasser und dem Fließmittel zu homogenisieren. Auch der Verzicht auf Faserzugabe brachte nicht den gewünschten Effekt, sodass in dieser Arbeit ausschließlich die adiabatische Kalorimetrie zur Messung der Hydratationswärme verwendet wurde.

Zur Messung der Hydratationswärmemenge wurde bei jeder Betonage eine Doppelbestimmung in zwei verschiedenen adiabatischen Kalorimetern durchgeführt. Der UHFB wurde unmittelbar nach der Betonage in einen 10 Liter Bleicheimer eingefüllt und verdichtet. Zur Vermeidung der Austrocknung während des laufenden Versuchs wurde der Eimer mit einem Deckel luftdicht verschlossen und die Probe in den Kalorimeterraum gestellt. Durch den Deckel des Bleichers wurde durch ein Kupferrohr ein Widerstandsthermometer Pt 100 bis in den Probenkern geführt. Ein zweites Pt 100 diente zur Messung der Lufttemperatur im Kalorimeterraum. Der Luftraum wurde durch ein Heizsystem temperiert, das über einen Kyrostat kontrolliert wurde. Die Regelung durch den Kyrostaten erfolgte durch Kopplung der Pt 100, sodass die Differenz zwischen der Temperatur im Luftraum und im Probenkern nahezu 0 K war. Die Abbildung 3.4 zeigt die Prinzipskizze eines verwendeten Kalorimeters mit einer eingebauten Probe.

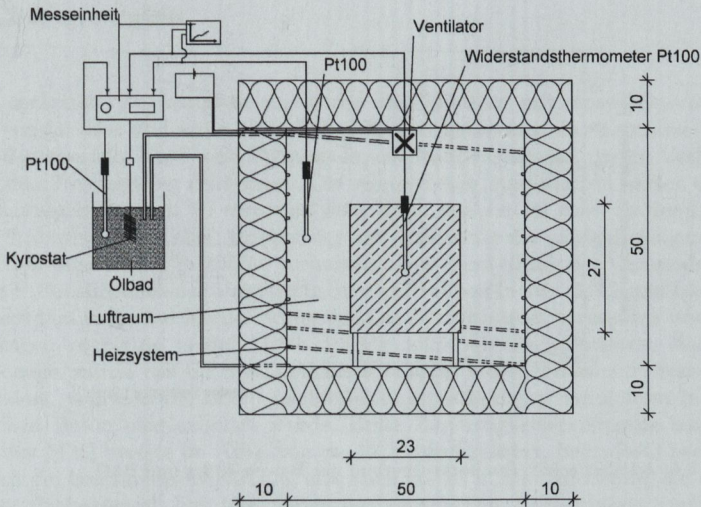


Abb. 3.4: Prinzipskizze adiabatisches Kalorimeter

Zur Überprüfung der Anwendbarkeit des Aktivierungsenergiekonzeptes wurde eine separate Versuchsreihe durchgeführt. Zunächst wurden Versuche an der Feinkornmischung M2Q und der Grobkornmischung B4Q durchgeführt. Beim M2Q wurden 10°C, 20°C, 30°C und 35°C und beim B4Q 5°C, 10°C, 20°C, 30°C und 40°C als Frischbetontemperatur eingestellt und jeweils zwei Kalorimeterproben und 15 Druckprüfzylinder ($\varnothing = 80 \text{ mm}$; $h = 160 \text{ mm}$) hergestellt. Jeweils drei Druckprüfzylinder wurden im Alter von 1, 2, 3, 7 und 28 Tagen geprüft.

In Abbildung 3.5 ist der Verlauf der im adiabatischen Kalorimeter gemessenen Temperaturerhöhung der Betone M2Q und B4Q über dem realen Betonalter t dargestellt. Die Frischbetontemperatur beider Mischungen betrug jeweils 20°C. Zu erkennen ist der deutlich frühere Beginn der Hydrationsreaktionen beim M2Q einhergehend mit dem Beginn der Wärmefreisetzung. Der Verlauf der Temperaturkurve des M2Q ist während der Beschleunigungsphase deutlich steiler als beim B4Q und der maximale Wert der Wärmefreisetzung wird vom M2Q zu einem früheren Zeitpunkt erreicht. Die Kurven streben asymptotisch einem Endwert zu, der experimentell nicht gemessen werden konnte, da in den vorhandenen Kalorimetern keine Temperaturen von über 100°C gemessen werden konnten.

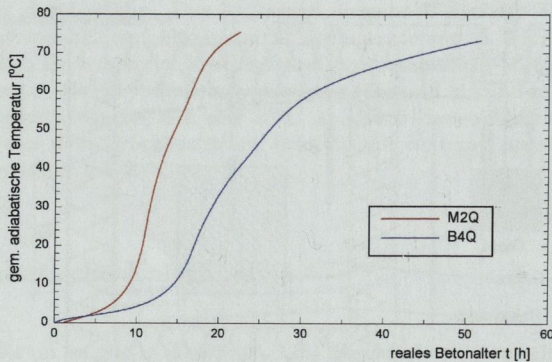


Abb. 3.5: Adiabatischer Temperaturverlauf der Betone M2Q und B4Q

3.6 Mechanische Kurzzeiteigenschaften

In den durchgeführten Experimenten wurde festgestellt, dass sich die mechanischen Eigenschaften insbesondere im jungen Betonalter sehr schnell ändern. Die Entwicklung der einzelnen Festigkeitseigenschaften verlief unterschiedlich schnell. Richtwerte, zu welchem Zeitpunkt Festigkeitsprüfungen durchgeführt werden sollen, existieren in der Literatur nicht, weshalb in dieser Arbeit eine kontinuierliche Ermittlung von Messdaten im Betonalter von 12, 24, 48, 72, 168, 336 und 672 h durchgeführt wurde.

3.6.1 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeitsprüfungen wurden an Zylindern mit einem Durchmesser von 80 mm und einer Höhe von 160 mm durchgeführt. Die Zylinder wurden bei ausreichender Erhärtung vor der Prüfung an den Prüfseiten planparallel geschliffen. Im jungen Alter, bei noch nicht ausreichender Festigkeit, erfolgte ein Abgleich mit einer dünnen Schicht Ausgleichsmasse. Die Prüfgeschwindigkeit betrug in Anlehnung an DIN 12390-3 [27] $0,6 \text{ N/mm}^2/\text{s}$.

3.6.2 Zugfestigkeit

Die zentrische Zugfestigkeit f_{ct} wurde an Zylindern mit einem Durchmesser von 80 mm und einer Höhe von 300 mm gemessen. Zur Lasteinleitung wurden spezielle Kopf- und Fußplatten aus Stahl verwendet, die im Verbund mit dem Probekörper erhärteten. Die verwendeten Stahlplatten hatten einen Durchmesser von ca. 80 mm und eine Höhe von ca. 20 mm. In der Mitte der Stahlplatte war eine Aussparung zur Aufnahme der zapfenförmigen Lasteinleitung der Prüfmaschine vorhanden. Zur Herstellung des Verbunds mit dem Probekörper waren ringförmig Stockschraben in verschiedenen Längen angeordnet, um eine Kerbwirkung der Lasteinleitung zu vermeiden und ein Versagen vorrangig in der Mitte des Probekörpers zu induzieren. Bei der Betonage wurde die untere Lasteinleitungsplatte am Boden der Schalung platziert, während die obere Lasteinleitungsplatte beim Verdichten in den frischen Beton eingearbeitet wurde. Erste Zugfestigkeitsprüfungen wurden für den M2Q bereits im Alter von ca. 12 h durchgeführt, beim B4Q bedingt durch die langsamere Erhärtung erst nach ca. 18 h. Die Abbildung 3.6 zeigt einen Probekörper, bei dem neben der zentrischen Zugfestigkeit auch der Zugelastizitätsmodul gemessen wurde.



Abb. 3.6: Versuchsaufbau Zugfestigkeitsprüfung und Zugelastizitätsmodulprüfung

3.6.3 Elastizitätsmodul

Der Druckelastizitätsmodul wurde an Zylindern mit einem Durchmesser von 80 mm und einer Höhe von 160 mm im Zeitraum zwischen 24 und 672 h gemessen. Die Versuche wurden analog zur DIN EN 12390-5 [27] durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug $0,5 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{s})$ bei einer Unterlast von ca. 0,3 - 1% von σ_{max} und einer Oberlast von ca. 25 - 30 % von σ_{max} . Versuchstechnisch bedingt musste die Größe der Unterlast geringfügig höher als in [27] angegeben gewählt werden. Zur Messung der Dehnungen wurde ein Messsystem mit einem Verformungsaufnehmer von der Firma TONI Technik (Bauform 0721) und zwei DMS Gebern von der Firma HBM (Typ DD1) mit einer Messlänge von 80 mm verwendet. Der Elastizitätsmodul wurde jeweils als Sekantenmodul zwischen 0,05 und 0,55% der maximalen Spannung ermittelt. Die Abbildung 3.7 zeigt einen in die Prüfmaschine eingebauten Probekörper mit Instrumentierung zur Messung des Druckelastizitätsmoduls.

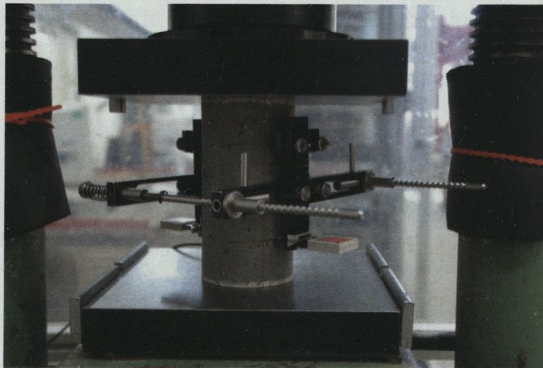


Abb. 3.7: Versuchsaufbau Druckelastizitätsmodulprüfung

Der Zugelastizitätsmodul wurde an den in Abschnitt 3.6.2 beschriebenen Probekörpern gemessen, die auch zur Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit verwendet wurden. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug stets $0,01 \text{ mm/s}$. Zur Messung der Dehnung wurden auf jeden Probekörper zwei um 180° versetzte Dehnmessstreifen vom Typ PL-60-11 mit einer Messlänge von 60 mm appliziert (siehe Abbildung 3.6). Bei Prüfungen im jungen Betonalter mussten hierzu die Probekörper oberflächennah an den Messstellen

vorgetrocknet werden, um eine sichere Applikation der Dehnmessstreifen zu gewährleisten. Die Messung der Dehnung erfolgte bei jedem Versuch kontinuierlich bis zum Bruch.

3.7 Lastunabhängige und lastabhängige Verformungen

Die Untersuchungen zur zeitlichen Entwicklung der lastunabhängigen und lastabhängigen Verformungen erfolgten im iBMB in einer Versuchsreihe an zwei unabhängig voneinander regelbaren horizontalen Temperaturspannungsprüfmaschinen (TSTM). Jede TSTM konnte durch ein integriertes Heiz- und Kühlsystem im Bereich von 5°C bis 50°C unabhängig voneinander temperiert werden. Die TSTM und das Heiz- und Kühlsystem wurden so konzipiert, dass die Probekörper nahezu gleichmäßig über den gesamten Querschnitt temperiert werden konnten. Die Temperaturregelung durch einen Kyostraten ermöglichte die Durchführung von Versuchen bei isothermen Lagerungsbedingungen oder von Versuchen mit beliebigen Temperaturprofilen. Durchgeführt wurden zahlreiche Versuche an den Basisrezepturen M2Q und B4Q bei isothermen Temperaturen von 20°C, 30°C und 40°C. Bei diesen Versuchen wurde eine Abhängigkeit der lastunabhängigen und lastabhängigen Verformungen von der Lagerungstemperatur überprüft. Neben den Versuchen bei isothermer Lagerung wurden Versuche mit einem sägezahnförmigen Temperaturprofil zur Bestimmung einer altersabhängigen Wärmedehnzahl α_T durchgeführt, die im Abschnitt 2.2.5 bereits beschrieben wurde.

In jeder TSTM wurden pro Versuch jeweils zwei Probekörper horizontal liegend hergestellt. Die Herstellung und Lagerung erfolgte auf einer doppelten Lage Folie zur Minimierung von Reibungseinflüssen bei der Verformung. Nach dem Einfüllen des Betons wurden die Probekörper mit einem Flaschenrüttler verdichtet und die Oberseite ebenfalls doppelagig mit Folie bedeckt. Durch die versiegelte Lagerung konnten Einflüsse aus Trocknungsschwinden ausgeschlossen werden. Insgesamt wurden 25 Versuche für den M2Q und 23 Versuche für den B4Q durchgeführt. Die Tabelle 3.4 zeigt eine Übersicht über die Anzahl der durchgeführten Betonagen bei den unterschiedlichen Lagerungstemperaturen.

Die Messung der Dehnung erfolgte über ein in den Kern des jeweiligen Probekörpers einbetoniertes Messsystem. Zu Beginn der Versuchsreihen wurde ein am iBMB entwickeltes Messsystem verwendet (vgl. [44]). Das Messsystem bestand aus vier Dehnmessstreifen, die auf ein Glasröhrchen mit aufgeweiteten Enden appliziert wurden. Dieses System hatte sich bei vorangegangenen Untersuchungen (z.B. [44] zum Schwind- und Zugkriechverhalten von

Normalbetonen als äußerst zuverlässig erwiesen. Nach Durchführung erster Versuche wurde allerdings ab einer Gesamtdehnung von $0,5 \text{ mm/m}$ ein Versagen des Messsystems festgestellt. Im weiteren Verlauf wurde deshalb ein anderes Messsystem verwendet. Das System bestand aus einem in ein Kunststoffröhrchen gekapselten Dehnmessstreifen mit einer Messlänge von 60 mm . Das Messsystem hatte eine Gesamtlänge von 100 mm und an den Enden Platten zur Übertragung der Längenänderung des Betons auf das Messsystem.

Tab. 3.4: Anzahl und Lagerungsbedingungen der Schwindversuche beim M2Q und B4Q

M2Q	Belastungsalter [d]				B4Q	Belastungsalter [d]			
Temperatur [°C]	1	2	3	28	Temperatur [°C]	1	2	28	
20	1	1	2	5	20	1	3	3	
30	4	3	-	3	30	1	2	3	
40	2	2	-	2	40	3	3	4	

3.7.1 Schwinden

Der rechte Teil der Abbildung 3.8 zeigt den prismatischen Probekörper zur Messung der lastunabhängigen Verformungen. Die Abmessungen des im Folgenden als Schwindkörper bezeichneten Probekörpers betragen $600 \times 100 \times 100 \text{ mm}$. Der Schwindkörper konnte sich in der Schalung frei verformen. Die Dehnungen wurden mit dem zuvor beschriebenen Messsystem aufgezeichnet.

3.7.2 Zugkriechen

Der linke Teil der Abbildung 3.8 zeigt den knochenförmigen Probekörper zur Messung des Zugkriechens. Der an den Enden aufgeweitete Probekörper hatte eine Querschnittsfläche von $100 \times 100 \text{ mm}$ in der Mitte bei einer Gesamtlänge von 1100 mm . Die Aufweitungen dienten zur Lasteinleitung der Zugkraft ohne zusätzliche Einbauteile. Im Folgenden wird dieser Probekörper als Kriechkörper bezeichnet. Der Kriechkörper konnte sich bedingt durch die Lasteinleitung an den Enden im Gegensatz zum Schwindkörper nicht frei verformen. Um bis zur Belastung zunächst eine spannungsfreie Lagerung des Kriechkörpers zu gewährleisten, fuhren das Kopf- und Fußende

der Schalung die entstehenden Längenänderungen nach. Die Steuerung der beweglichen Schalungsenden erfolgte durch eine Kopplung der regelbaren Lasteinleitung mit dem im Kriechkörper einbetonierten Messsystem. Diese Regelung ermöglichte bis zum Belastungsbeginn eine zwangungsfreie Lagerung des Kriechkörpers, sodass auch an diesem nur Schwindverformungen gemessen werden konnten. Im Versuchsprogramm wurden in den Temperaturspannungsprüfmaschinen insgesamt über 50 einstufige Zugkriechversuche mit den Betonen M2Q und B4Q bei verschiedenen Temperaturen durchgeführt (vgl. Tabelle 3.4). Als Erstbelastungsalter t_1 wurden 1, 2 und 28 Tage gewählt. Die aufgebrachte Spannung lag stets zwischen 30% und 50% der maximal ertragbaren Zugspannung zum Zeitpunkt t_1 .

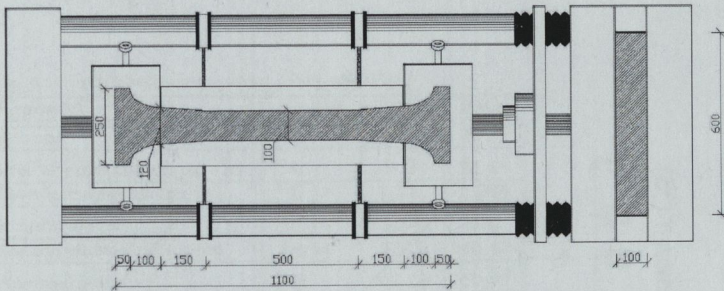


Abb. 3.8: Probekörper in der Temperaturspannungsprüfmaschine

3.8 Wärmedehnzahl

Zur Bestimmung einer altersabhängigen Wärmedehnzahl α_T wurden Versuche in den TSTM durchgeführt, die ähnlich zu den in Abschnitt 2.2.5 beschriebenen Versuchen von Bjøntegaard [5] waren. An den Basisrezepturen M2Q und B4Q wurden jeweils zwei Versuche mit einem sägezahnförmigen Temperaturverlauf ausgehend von einer Basistemperatur von 20°C, 30°C und 40°C durchgeführt. Von dieser Basistemperatur wurde innerhalb von 3 Stunden der Probekörper um ± 5 K aufgeheizt und abgekühlt. Beim Erreichen des Temperaturminimums und -maximums wurde die Temperatur für

jeweils 3 Stunden konstant gehalten, um ein Durchtemperieren des gesamten Probekörpers zu erreichen. Als isothermer Referenzversuch diente jeweils die mittlere gemessene Dehnung des Schwindkörpers im isothermen Versuch aus Abschnitt 3.7.1. Das Temperaturregime begann nach einer Vorlagerungszeit des Betons von ca. 18 Stunden. Die Abbildung 3.9 zeigt das verwendete Temperaturregime, ausgehend von einer Temperatur von 20°C mit den Aufheiz-, Halte- und Abkühlphasen.

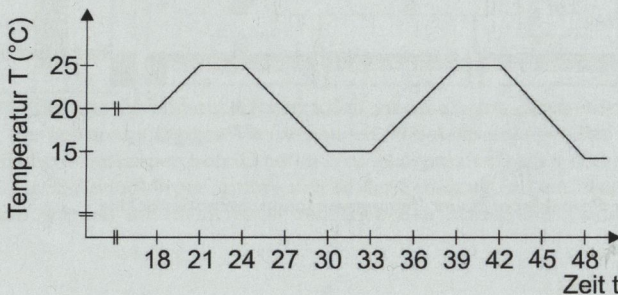


Abb. 3.9: Temperaturregime mit einer Basistemperatur von 20°C

4 Versuchsergebnisse an jungem UHFB

4.1 Frischbetoneigenschaften

Die Tabelle 4.1 zeigt die gemittelten Messwerte (\bar{x}) und die berechnete Standardabweichung (σ) der Frischbetonkennwerte der durchgeführten Betonaugen mit den Basisrezepturen M2Q und B4Q.

Tab. 4.1: Frischbetonkennwerte M2Q und B4Q

Kennwert	Einheit	M2Q	B4Q
Anzahl	-	40	35
Frischbetontemperatur (\bar{x})	°C	21,98	21,49
Standardabweichung (σ)	°C	2,541	1,265
Rohdichte (\bar{x})	kg/m ³	2464	2532
Standardabweichung (σ)	kg/m ³	27,76	40,42
Ausbreitmaß (\bar{x})	cm	62,18	50,67
Standardabweichung (σ)	cm	6,218	8,171
Luftporengehalt (\bar{x})	%	4,48	3,45
Standardabweichung (σ)	%	0,911	0,953

Die in den eigenen Versuchen gemessenen Werte für das Ausbreitmaß lagen mit ca. 62 cm für den M2Q und 51 cm für den B4Q trotz der in Abschnitt 3.2 beschriebenen Maßnahmen weiterhin unter dem in [37] für beide Rezepturen angegebenen Wert von 65 cm. Eine mögliche Erklärung ist eine nicht ausreichende Dispergierung der trockenen Komponenten im vorhandenen Zwangsmischer und somit eine reduzierte Wirksamkeit des Fließmittels. Die gemessenen Frischbetontemperaturen waren mit 21,98°C bzw. 21,49°C nur unwesentlich höher als die Lagerungstemperatur der Ausgangsstoffe, sodass festzustellen bleibt, dass der Einfluss der verlängerten Mischzeiten durch die Überdosierung des Fließmittels ausreichend kompensiert wurde. Die Rohdichte beider UHFB war mit ca. 2500 kg/m³ relativ groß. Beim B4Q war die Rohdichte durch den verwendeten Basaltsplitt größer als die des M2Q.

Der Luftporengehalt im Frischbeton war infolge der verlängerten Mischzeiten relativ hoch, was wiederum zu längeren Verdichtungszeiten führte.

Die Auswertung der Messdaten ergab, dass der Feinkornbeton M2Q im Gegensatz zum Grobkornbeton B4Q mit etwas geringeren Schwankungen herstellbar war. Ein Grund hierfür kann das im Gegensatz zum B4Q wesentlich homogenere Gefüge sein. Der zur Herstellung des Grobkornbetons verwendete Basaltsplitt veränderte die Frischbetoneigenschaften nachteilig, da die optimale Packungsdichte nicht mehr eingehalten wurde. Ein weiterer Nachteil war die Adhäsion eines Teils des Zugabewassers an der trockenen Oberfläche des Basalts, sodass sich die wirksame Menge des Zugabewassers und Fließmittels reduzierte und die gemessenen Ausbreitmaße deutlich unter denen des M2Q lagen. Die gebrochene Kornform des Basalts beeinflusste im Gegensatz zu den eher kugeligen Bestandteilen des Feinkornbetons die Fließfähigkeit negativ.

4.2 Adiabatische Kalorimetrie

Zur Bestimmung des Hydratationsgrads wurde das in Abschnitt 2.2.1 beschriebene Verfahren mit Gleichung 2.6 verwendet. Zunächst wurde die maximale Wärmefreisetzung Q_{pot} der untersuchten Rezeptur bestimmt. In der Gleichung werden die Wärmefreisetzungen der einzelnen Klinkerphasen des Zements sowie der weiteren vorhandenen reaktiven Bestandteile superponiert. Die Werte der individuellen Wärmefreisetzung der Klinkerphasen und des Microsilica enthält Tabelle 4.2 aus [76].

Tab. 4.2: Hydrationswärmemengen in kJ/kg

Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6	Q_{SF}
C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	freies CaO	freies MgO	Microsilica
500	250	1340	420	1150	840	565

Die in Abschnitt 2.2.1 beschriebene Gleichung 2.3 zur Bestimmung der maximalen Wärmefreisetzung Q_{pot} kann allerdings in ihrer ursprünglichen Form nicht für UHFB verwendet werden, da nur Hüttensand und Flugasche als reaktive Bestandteile berücksichtigt werden. Die Gleichung wurde deshalb modifiziert und um den Beitrag des enthaltenen Microsilicas zur Wärmefreisetzung entsprechend den Forschungsergebnissen von Otabe und Kishi [67]

ergänzt, sodass sich folgender Ansatz ergibt:

$$Q_{pot} = C \cdot \sum_{i=1}^6 m_i \cdot Q_i + SF \cdot Q_{SF} \quad (4.1)$$

Tab. 4.3: Werte der untersuchten Basisrezepturen

Beton	Einheit	M2Q	B4Q
c_c	$kJ/(kg \cdot K)$	1,11	1,08
ΔT_{pot}	K	99,68	97,46
Q_{pot}	kJ/m^3	272530	267268

Die Wärmekapazität c_c und die Rohdichte ρ_c des untersuchten Betons wurden aus der Betonzusammensetzung mittels Stoffraumrechnung bzw. durch direkte Messung bestimmt. Als Wert für die Rohdichte wurde der Mittelwert aus den Frischbetonuntersuchungen entsprechend Tabelle 4.1 verwendet. Für die untersuchten Basisrezepturen ergaben sich demnach die in Tabelle 4.3 aufgeführten Werte für die Wärmekapazität c_c , die maximale adiabatische Temperaturerhöhung ΔT_{pot} und die maximale adiabatische Wärmefreisetzung Q_{pot} . Die Werte der Wärmekapazität c_c lagen bei den untersuchten Basisrezepturen im üblichen Bereich für Betone mit quarzitischen Zuschlägen von ca. 1,0 bis 1,15 $kJ/kg \cdot K$. Der Unterschied der für c_c und ΔT_{pot} berechneten Werte ist trotz des unterschiedlichen Zementgehalts nur marginal. Ein möglicher Grund für den Unterschied kann der beim B4Q etwas höhere Wasser-Zement-Wert sein, wodurch eine größere Menge an Zement und Microsilica reagieren kann. Wie in Abschnitt 2.2.1 gezeigt, hat sich eine temperaturabhängige Abschätzung der Aktivierungsenergie E_a bei CEM I Betonen als besonders zuverlässig erwiesen und wird auch im Folgenden zur Auswertung der durchgeführten Kalorimeterversuche verwendet. Die Bestimmung von E_a erfolgt mit Gleichung 2.16 (vgl. Abschnitt 2.2.1).

Als erster Schritt zur Auswertung der adiabatischen Kalorimeterversuche wird die gemessene adiabatische Temperaturerhöhung über dem realen Betonalter zur Charakterisierung der Hydrationsreaktion dargestellt. Die Abbildung 4.1 zeigt exemplarisch für den M2Q den Temperaturverlauf ausgehend von unterschiedlichen Frischbetontemperaturen. Auffällig ist je nach Frischbetontemperatur die rasche Wärmefreisetzung nach 8 - 14 h. Niedrige Frischbetontemperaturen bewirken beim M2Q eine leichte Verzögerung des

Hydratationsbeginns, während höhere Frischbetontemperaturen einen sehr frühen Beginn der Reaktionen zur Folge haben. Diese Verzögerung begründet sich vor allem mit der Verlangsamung der chemischen Reaktion. Die Reaktionsgeschwindigkeit nach Beginn der Hydratation ist nahezu unabhängig von der Frischbetontemperatur. Die Beschleunigung (Steigung der Kurve) ist bei allen Frischbetontemperaturen nahezu identisch. Bei einer Frischbetontemperatur von 10°C ist die anfängliche Reaktion allerdings etwas langsamer. Alle adiabatischen Versuche wurden bei einer Betontemperatur von ca. 100°C beendet, da bei höheren Temperaturen keine Messung mehr möglich war (vgl. Abschnitt 3.5).

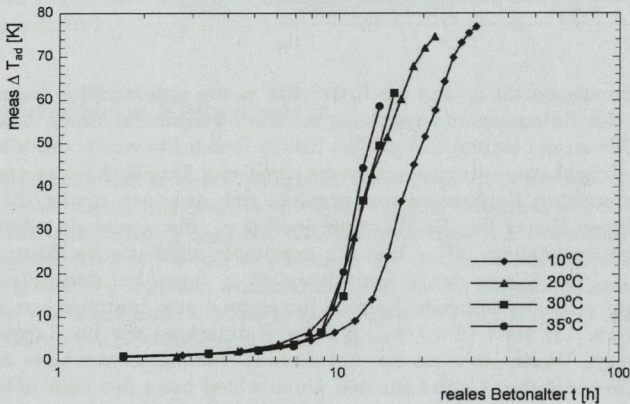


Abb. 4.1: Adiabatische Temperaturerhöhung beim Beton M2Q

Die Abbildung 4.2 zeigt die adiabatische Temperaturerhöhung des B4Q in Abhängigkeit des Betonalters. Der Hydratation des B4Q beginnt je nach Frischbetontemperatur zwischen 10 und 30 Stunden. Bei 20°C Frischbetontemperatur beginnt die Hydratation erst bei ca. 16 h. Die Reaktionen in der Beschleunigungsphase verlaufen allerdings unabhängig von der Frischbetontemperatur, da die Steigung der Kurven nahezu gleich ist. Unterschiedliche Frischbetontemperaturen zeigen beim B4Q einen größeren Effekt auf den Hydratationsbeginn als beim M2Q.

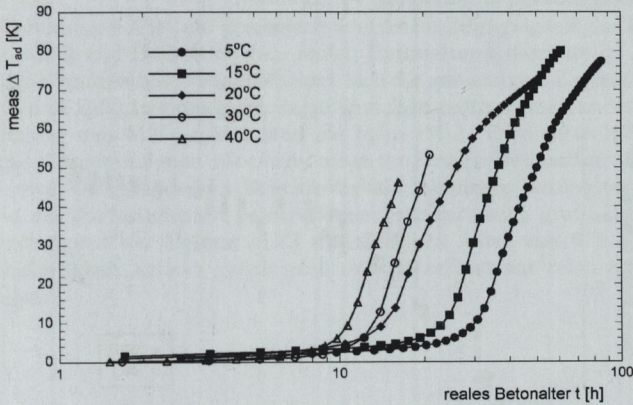


Abb. 4.2: Adiabatische Temperaturerhöhung beim Beton B4Q

Vergleicht man die Abbildungen 4.1 und 4.2 miteinander stellt man fest, dass die Hydratation nach der Ruhephase beim M2Q deutlich früher einsetzt als beim B4Q, was sich durch den geringeren Wasser-Zement-Wert des M2Q begründen lässt, der in der dormanten Phase in der Lösung einen höheren osmotischen Druck aufbaut und so die weitere Hydratation wesentlich beschleunigt. Des Weiteren führt dies zu einer größeren Beschleunigung der weiteren Hydratation. Beide Effekte zeigen sich auch in der höheren Frühfestigkeit des M2Q (vgl. Abbildung 4.3 im folgenden Abschnitt).

4.3 Mechanische Kurzzeiteigenschaften

4.3.1 Druckfestigkeit

Die Abbildung 4.3 zeigt die im Versuch gemessenen Druckfestigkeitswerte der Basisrezepturen in Abhängigkeit vom realen Betonalter t . Der Maximalwert für die Druckfestigkeit im Alter von 672 h ist für beide Rezepturen ca. 170 MPa. Aufgrund der in Abschnitt 3.5 und Abschnitt 4.2 beschriebenen Reaktionskinetik entwickelt sich die Druckfestigkeit insbesondere im jungen Alter unterschiedlich schnell. Der M2Q erreicht im jungen Betonalter wesentlich

höhere Werte. Im fortgeschrittenen Alter unterscheiden sich die gemessenen Druckfestigkeitswerte nur wenig voneinander.

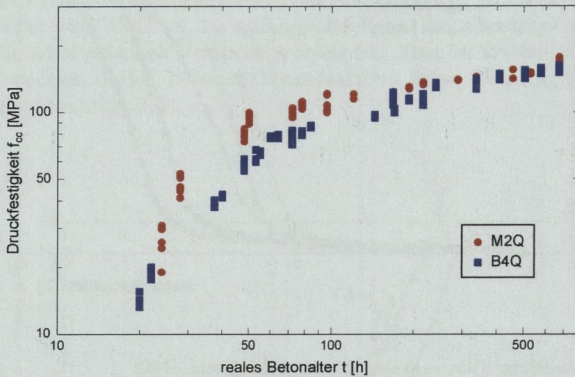


Abb. 4.3: Gemessene Druckfestigkeit beim M2Q und B4Q

Für den Beton M2Q wurde zusätzlich eine intensive Wärmebehandlung durchgeführt, um deren Einfluss auf die Entwicklung der Druckfestigkeit zu ermitteln. Die Durchführung der Wärmebehandlung wurde bereits in Abschnitt 3.4 beschrieben. Bei dieser speziellen Versuchsreihe wurden Druckfestigkeitsprüfungen im Alter von 7, 14 und 28 Tagen an jeweils 6 Probekörpern durchgeführt. Die Ergebnisse belegen, dass eine Wärmebehandlung zu einer schnelleren Entwicklung der Druckfestigkeit insbesondere in den ersten 168 h nach der Herstellung führt, was bei Bauteilen mit kurzen Ausschallfristen z.B. in der Fertigteilmontage von großer Bedeutung ist. Sicherzustellen ist allerdings die vollständige Versiegelung der Probekörper, um einen Wasserverlust oder eine oberflächennahe Austrocknung zu verhindern. Die Druckfestigkeit im Alter von 672 h beträgt bei den wärmebehandelten Proben ca. 190 MPa und bedeutet eine über 10%-tige Steigerung zur versiegelten Lagerung bei 20°C. Die Tabelle A.5 im Anhang A zeigt die Mittelwerte der Druckfestigkeit der wärmebehandelten Probekörper $f_{cc, WB}$ im Vergleich zu den Mittelwerten der Druckfestigkeit $f_{cc, 28d}$ bei der Normlagerung im Prüfalalter von 168, 336 und 672 h.

4.3.2 Zugfestigkeit

In der Abbildung 4.4 ist die gemessene zentrische Zugfestigkeit der Basisrezepturen M2Q und B4Q über dem realen Betonalter t dargestellt. Ähnlich wie bei der Druckfestigkeit unterscheiden sich die gemessenen Zugfestigkeiten des M2Q und B4Q insbesondere im jungen Betonalter voneinander, wobei die Werte für den M2Q größer sind als beim B4Q. Versuchstechnisch bedingt sind die gewonnenen Messergebnisse im jungen Betonalter allerdings weniger zuverlässig als die der Druckfestigkeit. Ab einem Betonalter von ca. 80 h sind die Zugfestigkeiten beider Betone nahezu gleich groß. Die zentrische Zugfestigkeit der Betone M2Q und B4Q im Alter von 672 h ist wie die Druckfestigkeit nahezu gleich groß und unterliegt nur relativ geringen Streuungen.

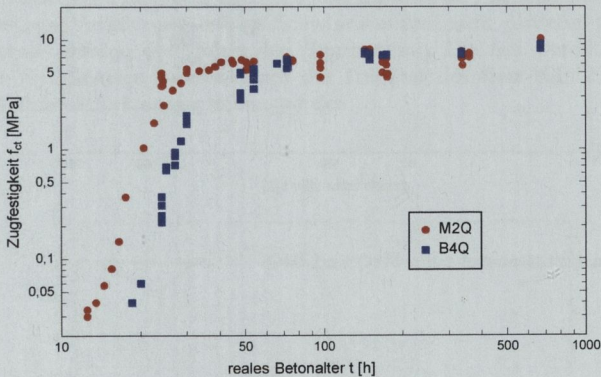


Abb. 4.4: Zugfestigkeit beim M2Q und B4Q

4.3.3 Elastizitätsmodul

Wie bei Normalbeton entwickeln sich auch bei UHFB der Druck- und Zugelastizitätsmodul gleich, weshalb im weiteren Verlauf dieser Arbeit nur noch der Elastizitätsmodul betrachtet wird und jeweils beide zusammengefasst

werden. Die gemessenen Werte für den Elastizitätsmodul der Basisrezepturen M2Q und B4Q zeigt Abbildung 4.5. Der Elastizitätsmodul entwickelt sich beim B4Q ebenfalls langsamer als beim M2Q. Der maximale Elastizitätsmodul im Alter von 672 h beträgt ca. 50000 MPa. Im jungen Betonalter sind die Streuungen der Einzelwerte beim B4Q größer als beim M2Q, was mit dem beim B4Q verwendeten Basaltzuschlag erklärt werden kann.

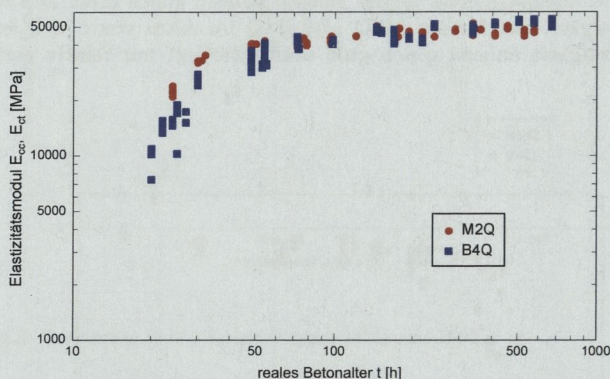


Abb. 4.5: Elastizitätsmodul beim M2Q und B4Q

4.4 Lastunabhängige und lastabhängige Verformungen

4.4.1 Schwinden

Die Versuche zum Schwindverhalten des M2Q und B4Q wurden bei isothermen Lagerungstemperaturen von 20°C, 30°C und 40°C in den Temperaturspannungsprüfmaschinen durchgeführt. Die hier verwendeten Versuchsergebnisse wurden ausschließlich mit dem in Abschnitt 3.7 beschriebenen Messsystem ermittelt, sodass die Vergleichbarkeit der einzelnen Versuche gegeben ist. Die geringe Eigensteifigkeit des Messsystems aus Kunststoff ermöglichte auch

die Messung sehr großer Dehnungen, wie sie bei den untersuchten Rezepturen zu erwarten waren. Ziel war es, mit den Versuchsergebnissen zunächst den zeitabhängigen Verlauf der Schwindverformungen durch ein Modell zu beschreiben. In diesem Modell sollte ebenfalls das Endschwindmaß anhand von Rezepturparametern und der Lagerungstemperatur abgeschätzt werden können.

In den Abbildungen 4.6 und 4.7 ist jeweils für den M2Q und den B4Q für jede untersuchte isotherme Temperatur die gemittelte Dehnung aus den durchgeführten Einzelversuchen abgebildet. Für den M2Q wurden bei 20°C 9 Versuche, bei 30°C 10 Versuche und bei 40°C 6 Versuche durchgeführt. Für den B4Q waren es 7 Versuche bei 20°, 6 Versuche bei 30°C und 10 Versuche bei 40°C. Der zeitliche Verlauf des Schwindes der einzelnen Versuche kann aus den Bildern B.1 bis B.6 im Anhang B entnommen werden. Kurz nach dem Einbau des Betons in die TSTM und versiegeln des Probekörpers wurde die Messung gestartet. Wie man in den Abbildungen 4.6 und 4.7 erkennt sind zunächst kaum Dehnungen messbar. In dieser Zeit entstand im Probekörper zum Einen eine geringe Verkürzung infolge Schwindens und zum Anderen ein Quellen des Betons infolge der steigenden Temperatur. Die frei werdende Wärme bei der Hydratation konnte durch die Trägheit des Heiz-Kühl-Systems der TSTM nicht sofort ausgeglichen werden.

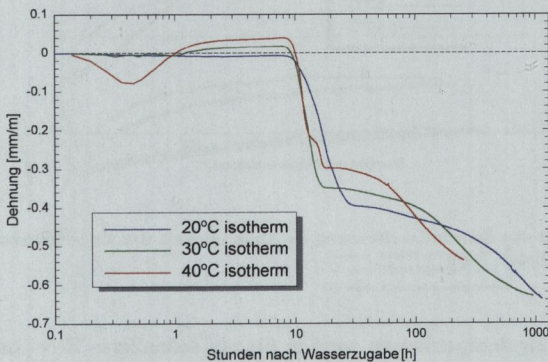


Abb. 4.6: Gemittelte Schwindverformung in Abhängigkeit der Lagerungstemperatur beim Beton M2Q

Die ersten Schwindverformungen wurden beim M2Q nach ca. 12 h und beim B4Q nach 16 h gemessen, was in etwa dem Ende der Ruhephase (vgl. Abschnitt 4.2) entsprach. Mit dem Beginn der Entwicklung von mechanischen Eigenschaften konnten nun auch Verformungen auf das Messsystem übertragen werden. Wie bei der Beschleunigung der Hydratation der untersuchten Betone unterschied sich auch der gemessene Verlauf des Schwindens. Beim M2Q wurde am Ende der Beschleunigungsphase eine Verformung von ca. 0,4 mm/m gemessen, während beim B4Q ca. 0,3 mm/m gemessen wurden. Wie bei der Hydratation war auch beim Schwinden die Beschleunigung beim M2Q größer als beim B4Q, was sich aus der größeren Steigung der Kurve beim Vergleich der Abbildungen 4.6 und 4.7 ablesen lässt. Nach dieser schnellen Zunahme der Verformungen im Alter zwischen 10 und 25 h nahmen die Dehnungen bei beiden Betonen nur noch sehr langsam zu. Bis ca. 80 h ist in den Messkurven die Ausbildung eines Plateaus erkennbar.

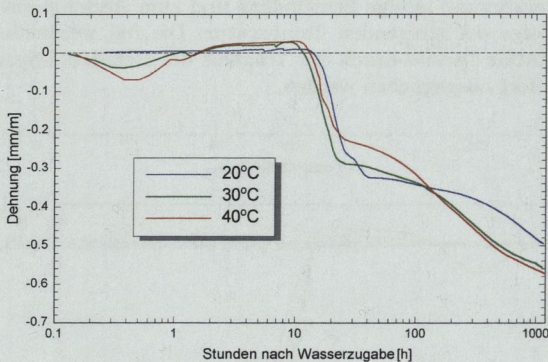


Abb. 4.7: Gemittelte Schwindverformung in Abhängigkeit der Lagerungstemperatur beim Beton B4Q

Höhere Lagerungstemperaturen sorgten für ein schnelleres Erreichen dieses Plateaus, was sich durch die beschleunigte Reaktion bei höheren Temperaturen begründen lässt. Die Länge des Plateaus war ebenfalls temperaturabhängig. Bei 40°C (rote Kurve) ist es relativ kurz bis ca. 40 h und bei 20°C (blaue Kurve) kaum erkennbar. Die weitere Zunahme der Verformungen nach dem

Ende des Plateaus wurde bei hohen Lagerungstemperaturen erneut stark beschleunigt. Aus den Abbildungen kann ein ungefähres Endschwindmaß abgeschätzt werden, das bei den untersuchten Lagerungstemperaturen quasi temperaturunabhängig war. Allerdings wurde das Endschwindmaß bei höherer Lagerungstemperatur deutlich früher erreicht als bei niedriger Temperatur.

4.4.2 Zugkriechen

In Abbildung 4.8 sind die Ergebnisse einstufiger Zugkriechversuche beim Beton M2Q dargestellt. Das Erstbelastungsalter betrug 2 Tage bzw. 28 Tage. Die Höhe der aufgetragenen Zugspannung betrug 50% der maximal ertragbaren Zugspannung beim Belastungsbeginn. Durch den Bezug auf die maximal ertragbare Spannung zum aktuellen Zeitpunkt war die spontan auftretende elastische Dehnung der Versuche nahezu gleich groß. Die gemessene spontan elastische Dehnung betrug ca. 0,08 mm/m. Nach dem Aufbringen der Last wurde die Zugspannung konstant gehalten und Zugkriechverformungen wurden gemessen. Der im Alter von 28 Tagen belastete Beton kroch dabei weniger als der nach 2 Tagen belastete, da dieser bereits höhere mechanische Eigenschaften aufwies. Die Belastungsdauer betrug mindestens 300 Stunden. Die bis dahin gemessenen Kriechverformungen waren nur sehr gering.

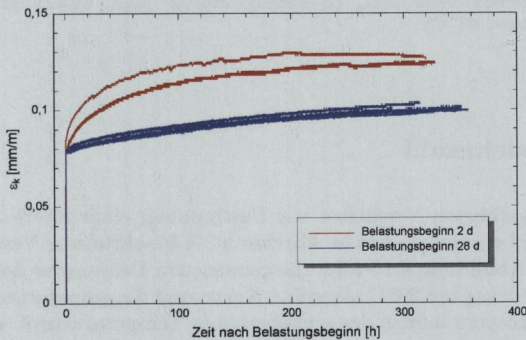


Abb. 4.8: Zugkriechen beim M2Q (Belastungsalter 2 bzw. 28 Tage, Lagerungstemperatur 20°C)

In Abbildung 4.9 sind die Messergebnisse aus Versuchen bei 20°C und 40°C beim M2Q dargestellt. Das Belastungsalter betrug jeweils 2 Tage. Bei Belastungsbeginn wurde jeweils die gleiche Spannung aufgebracht. Diese betrug 3 MPa. Aufgrund der zu diesem Zeitpunkt vorhandenen unterschiedlichen Materialfestigkeiten führte dies zu unterschiedlichen spontan elastischen Dehnungen, die 0,05 bzw. 0,08 mm/m betragen. Auch in diesen Versuchen war die gemessene Zunahme der Dehnungen nur gering.

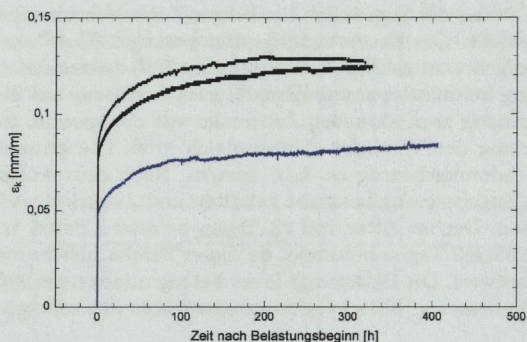


Abb. 4.9: Zugkriechen beim M2Q (Belastungsalter 2 Tage, Lagerungstemperatur 20°C bzw. 40°C)

4.5 Wärmedehnzahl

Bei den durchgeführten Versuchen zur Bestimmung einer altersabhängigen Wärmedehnzahl α_T wurde das in Abschnitt 3.8 beschriebene Verfahren angewendet. Die Abbildung 4.10 zeigt die gemessenen Dehnungen des M2Q bei isothermer Lagerung bei 20°C als grüne Kurve und die gemessenen Dehnungen des Probekörpers infolge des aufgetragenen Temperaturprofils mit einer Abkühlung und Aufheizung von 5 K ausgehend von 20°C als rote Kurve. Das vorgegebene Temperaturprofil (vgl. Abschnitt 3.8) konnte in den TSTM sehr gut nachgefahren werden. Die Temperierung des Probekörpers erfolgte aufgrund der geringen Querschnittsabmessungen in einem kurzen

Zeitraum. Unmittelbar nach dem Erreichen des Temperaturmaximums bzw. -minimums hatte der Probekörper seine maximale oder minimale thermische Dehnung erreicht, sodass ein konstanter Wert für die Dehnung abgelesen werden konnte. Die Haltezeit von ca. 3 h war hierzu ausreichend lang.

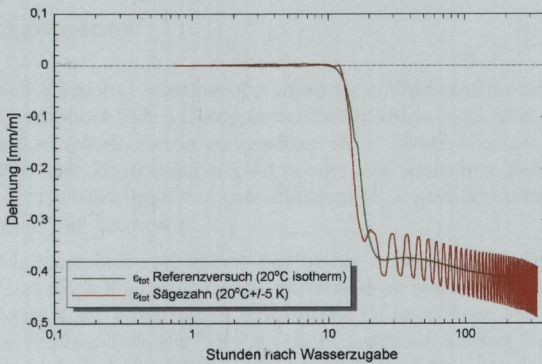


Abb. 4.10: Gemessene Dehnungen beim isothermen und sägezahnförmigen Temperaturprofil (M2Q; Basistemperatur 20°C)

1. The first part of the paper is devoted to a general discussion of the problem of the existence of solutions of the system of equations (1) for arbitrary values of the parameters α and β . It is shown that the system has solutions for all values of the parameters α and β if the function $f(x)$ is continuous and has a bounded derivative.



2. In the second part of the paper, we consider the case when the function $f(x)$ is a polynomial of degree n . It is shown that the system has solutions for all values of the parameters α and β if the degree n is even and the leading coefficient is positive.

3. In the third part of the paper, we consider the case when the function $f(x)$ is a rational function. It is shown that the system has solutions for all values of the parameters α and β if the degree of the numerator is less than the degree of the denominator.

5 Werkstoffmodelle für jungen UHFB

5.1 Allgemeines

Im folgenden Kapitel wird gezeigt, dass viele Werkstoffmodelle, die für normalfesten und hochfesten Beton entwickelt wurden (vgl. Abschnitt 2.2), auch für ultra-hochfesten Beton anwendbar sind. Diese Modelle verwenden als Kenngrößen den Hydratationsgrad α oder das wirksame Betonalter t_e . Beide Werte berücksichtigen den tatsächlichen Hydratationsfortschritt, auch bei nicht isothermer Lagerung.

Ein wesentlicher Unterschied zu den bisher bekannten Stoffmodellen ist die nicht vollständige Hydratation der vorhandenen reaktiven Stoffe, was bereits in Abschnitt 2.2.1 beschrieben wurde. Die Überprüfung der Anwendbarkeit möglicher Stoffmodelle für UHFB erfolgt zunächst an den Rezepturen M2Q und B4Q (vgl. Tabelle 3.2). Gegebenenfalls wurden einzelne Parameter in den Modellen für die Anwendung auf UHFB modifiziert.

Zur einfachen Anwendung in der Praxis basieren die Werkstoffmodelle auf wenigen Parametern oder Eigenschaften, die sich aus der Rezeptur oder einfachen Voruntersuchungen im Labormaßstab ableiten lassen. Die einzelnen Versuche wurden in ausreichender Anzahl durchgeführt, um eine große Grundgesamtheit zur statistischen Absicherung zu erhalten.

Eine gemeinsame Schwäche der im folgenden Abschnitt angewendeten Stoffmodelle ist die Beschreibung der Werkstoffeigenschaft im besonders jungen Alter. Dies liegt an der unzureichenden mathematischen Beschreibbarkeit des Kurvenverlaufs, da zwischen 0 und 48 h besonders große und rasche Änderungen der einzelnen Stoffeigenschaften durch die schnelle Hydratation entstehen.

Hinzu kommt, dass zu diesem Zeitpunkt eine exakte Messung von Werkstoffeigenschaften im Versuch nicht immer möglich ist, da die Probekörper über eine gewisse Grundfestigkeit verfügen müssen, um diese in Prüfmaschinen einzubauen, vorzubehandeln oder Messinstrumente zu applizieren.

In diesem Abschnitt wird die Anwendbarkeit von Werkstoffmodellen für folgende Eigenschaften auf UHFB geprüft:

- Modellierung des Hydratationsgrads α
- Bestimmung des wirksamen Alters t_e
- Mechanische Kurzzeiteigenschaften f_{cc}, f_{ct}, E
- Schwinden
- Kriechen

5.2 Entwicklung des Hydratationsgrads

In Abschnitt 2.2.1 wurden bereits die zur Zeit verfügbaren Modelle für den Hydratationsgrad beschrieben. Anhand der Messwerte der durchgeführten Kalorimeterversuche mit den Basisrezepturen (vgl. Abschnitt 3.5) wird die Anwendbarkeit der vorhandenen Modelle für UHFB überprüft und gegebenenfalls das Modell modifiziert. Die Modellierung des Hydratationsgrads erfolgt mit der in Abschnitt 2.2.1 genannten Gleichung 2.20. Die benötigten Parameter $c_{1,I}$ und $t_{k,I}$ werden mittels Regression für jede Betonsorte und jede Frischbetontemperatur individuell angepasst. Die Tabellen A.6 und A.7 im Anhang A zeigen die für die beiden Betone M2Q und B4Q bestimmten Regressionsparameter. Die Abbildung 5.1 zeigt im Versuch gemessene Einzelwerte des Hydratationsgrads für den Beton M2Q bei verschiedenen Frischbetontemperaturen sowie den mit Gleichung 2.20 modellierten Hydratationsgrad. Die Funktion verfügt über eine horizontale Tangente im Ursprung sowie einen theoretischen Endwert, dem sie asymptotisch zustrebt. In diesem Fall wird die Asymptote durch den maximal möglichen Hydratationsgrad α_U gebildet, der mit Gleichung 2.21 aus Abschnitt 2.2.1 berechnet werden kann. Für den M2Q ergibt sich ein maximaler Hydratationsgrad α_U von 0,55 und für den B4Q von 0,60.

Im Falle der Gültigkeit des Aktivierungsenergiekonzepts (vgl. Abschnitt 2.2.1) sollten bei einer Darstellung des Hydratationsgrads über t_e alle Kurven deckungsgleich übereinander liegen, da bei gleichem wirksamen Alter der gleiche Hydratationsgrad vorhanden ist. Im Zeitraum zwischen 10 und 30 h zeigt das Modell einige Schwächen. Eine höhere Lagerungstemperatur verschiebt den Beginn der Hydratation etwas nach vorne. Die Steigung der Kurven, als Maß für die Geschwindigkeit der Reaktion, ist bei höherer Frischbetontemperatur deutlich steiler und demnach die Reaktion schneller. Ein Grund hierfür ist die Beschleunigung von chemischen Reaktionen bei höherer Temperatur. Durch die Transformation in das wirksame Alter t_e werden diese

Effekte, die sich aus den unterschiedlichen Frischbetontemperaturen und der abweichenden Reaktionskinetik ergeben, offenbar nur teilweise erfasst. Im Anhang B sind die Messwerte und die modellierten Werte für den Hydratationsgrad beim B4Q in Abbildung B.7 dargestellt. Im Vergleich zum M2Q gelingt die Übertragung des Aktivierungsenergiekonzeptes auf B4Q besser, da die Abweichung des gemessenen Hydratationsgrads vom modellierten Hydratationsgrad deutlich kleiner ist. Insgesamt lässt sich der Hydratationsgrad für beide Betone für jede untersuchte Frischbetontemperatur aber sehr gut mit dem Modell in Abhängigkeit des wirksamen Betonalters abbilden.

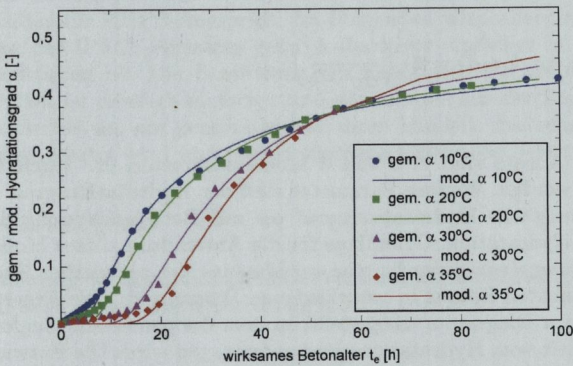


Abb. 5.1: Gemessener und modellierter Hydratationsgrad beim M2Q in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen

5.3 Mechanische Kurzzeiteigenschaften

Die Modellierung der zeitabhängigen Entwicklung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften (Druck- und Zugfestigkeit bzw. Elastizitätsmodul) ist für die Anwendung in der Praxis und für die Bemessung notwendig. Häufig entstehen Schäden bereits im jungen Alter bei zu früher Erstbelastung oder infolge thermischer Spannungen. Wie im Abschnitt 2.2.3 gezeigt wurde, kann bei UHFB aufgrund des üblicherweise verwendeten hohen Zementgehalts mit

einer großen Wärmeentwicklung und großen Verformungen infolge autogenen Schwindens gerechnet werden. Andererseits bilden sich durch die rasche Hydratation auch sehr früh Materialfestigkeiten aus, die einer Schädigung durch Verformungen entgegen wirken.

Im Abschnitt 2.2.2 wurden bereits verschiedene Ansätze gezeigt, die eine Abschätzung mechanischer Festigkeiten anhand der Rezeptur, des Hydratationsgrads oder des wirksamen Alters ermöglichen. Gute Ergebnisse zur Modellierung von mechanischen Eigenschaften wurden mit dem im iBMB entwickelten Modell erzielt, das in der modifizierten Form unter Einbeziehung des maximal möglichen Hydratationsgrads α_U wie folgt lautet:

$$f_Z(\alpha, \alpha_U, b, c, d) = d \cdot \left(\frac{\alpha - b}{\alpha_U - b} \right)^c \quad (5.1)$$

In diesem Ansatz sind b , c und d Modellparameter, die durch Regression bestimmt werden. Weitere Parameter sind der Hydratationsgrad α und der maximal mögliche Hydratationsgrad α_U zur Berücksichtigung der unvollständigen Hydratation. Grundlage für die Anwendung dieses Modells ist die Durchführung einer Versuchsreihe zur Messung der zentrischen Zugfestigkeit des untersuchten Betons in verschiedenen Betonaltern. Die Ergebnisse werden in einem Diagramm dargestellt, in dem die gemessene Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad aufgetragen wird. Die Entwicklung der Zugfestigkeit verläuft linear, sodass der Beginn der Entwicklung mechanischer Eigenschaften α_0 durch lineare Extrapolation der Messwerte an der Abszisse abgelesen werden kann. Mit den ermittelten Parametern kann anschließend, ohne zusätzliche Versuche, die Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad berechnet werden. Vorteil dieses Modellansatzes ist die direkte Ablesbarkeit des Hydratationsgrads α_0 . Nachteil ist die Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit, die nicht Bestandteil der aktuellen Normung ist und deren Messung versuchstechnisch bedingt oftmals mit großen Streuungen verbunden ist.

Das Modell nach IPACS in Gleichung 5.2 enthält das wirksame Alter t_e sowie die Parameter a , b , c und d . Die Parameter a , b und c sind ebenfalls Freiwerte, die zum Beispiel mittels Regression bestimmt werden können, während der Parameter d der Wert der Stoffeigenschaft Y im Alter von 28 Tagen ist, der entweder im Versuch gemessen oder nach [25] aus der Druckfestigkeit abgeschätzt wird. Zur Regression der Parameter ist die Durchführung von

Versuchen zur Bestimmung der Druckfestigkeit in verschiedenen Betonaltern notwendig. Auch in diesem Ansatz kann der Beginn der Entwicklung von Werkstoffeigenschaften t_{e0} bzw. b abgelesen werden.

$$f_Y(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \exp \left(-a \cdot \left(\ln \left(1 + \frac{t_e}{b} \right) \right)^{-c} \right) \quad (5.2)$$

Beide Modelle in Gleichung 5.1 und 5.2 wurden ursprünglich für die Anwendung bei normalfestem Beton ohne Faserbewehrung entwickelt. Im Rahmen der Forschungsarbeit im SPP 1182 wurde bereits die Anwendbarkeit beider Ansätze für UHFB überprüft. Im Folgenden wird allerdings nur die Anwendung des IPACS-Ansatzes gezeigt, da dieser einfacher in die Praxis zu implementieren ist. Die Ermittlung der benötigten Parameter aus der Druckfestigkeit ist deutlich einfacher und genauer als aus der Zugfestigkeit, da es sich hierbei um ein genormtes Verfahren handelt, das sehr häufig in der Praxis eingesetzt wird und reproduzierbare Ergebnisse liefert.

5.3.1 Druckfestigkeit

Die Modellierung der zeitabhängigen Entwicklung der Druckfestigkeit erfolgt mit dem IPACS Ansatz nach Gleichung 5.3.

$$f_{cc}(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \left\{ \exp \left(a \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{672}{t_e - b}} \right] \right) \right\}^c \quad (5.3)$$

Zunächst wurden die gemessenen Versuchsergebnisse für die Betone M2Q und B4Q in Abhängigkeit vom wirksamen Alter dargestellt. Für den Parameter d wurde der in den Versuchen gemessene Mittelwert der Druckfestigkeit im Betonalter von 672 h verwendet. Der Parameter c wurde gemäß IPACS zu 1 gesetzt. Eigene Untersuchungen ergaben keine signifikante Verbesserung bei einer zusätzlichen Regression des Parameters c , da die Form und der Verlauf der Modellfunktion kaum beeinflusst wurden. Mit der Gleichung wurden die Parameter a und b für jeden Beton individuell mittels Regression bestimmt und in Tabelle 5.1 zusammengefasst. Der Zeitpunkt t_{e0} , ab dem sich erste Festigkeitseigenschaften entwickeln, stimmt bei beiden Betonen relativ gut mit dem Hydratationsbeginn (vgl. Abschnitt 4.2) überein.

Tab. 5.1: Regressionsparameter und Druckfestigkeiten für den M2Q und B4Q

Parameter	Einheit	M2Q	B4Q
a	[-]	0,256	0,274
b = t_{e0}	[-], [h]	8,339	14,758
c	[-]	1	1
gem. $f_{cc,28}(\bar{x})$	[MPa]	169,86	156,79
(σ)	[-]	4,190	4,360
R^2	[%]	0,919	0,959

Die Abbildung 5.2 zeigt die im Versuch gemessenen Druckfestigkeiten beider Betone und die mit Gleichung 5.3 modellierte Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom wirksamen Alter. Die Modellierung gelingt mit Bestimmtheitsmaßen von 92% und 96% sehr gut. Die Streuung der Messwerte zu den unterschiedlichen Messzeitpunkten liegt im üblichen Rahmen. Wie beim Modell zur Abschätzung des Hydratationsgrads gibt es auch bei diesem Ansatz im jungen Alter eine größere Abweichung der Messwerte vom Modell. Ursachen hierfür sind die noch nicht exakt beschreibbare Hydratation sowie die Fehleranfälligkeit von Festigkeitsprüfungen im jungen Alter.

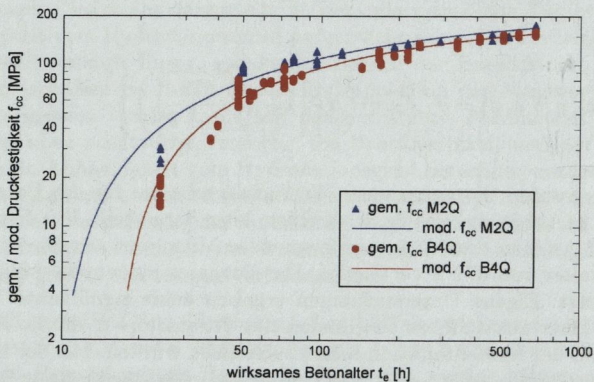


Abb. 5.2: Gemessene und modellierte Druckfestigkeit der Betone M2Q und B4Q

Zur Überprüfung der Anwendbarkeit des Aktivierungsenergiekonzepts wurden die Basisrezepturen auch mit Frischbetontemperaturen von 5°C, 10°C, 15°C, 30°C und 35°C hergestellt. Die Abbildung 5.3 zeigt die Messergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen bei 1, 2, 3, 7, 14 und 28 Tagen in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter für den M2Q. Des Weiteren ist die modellierte Druckfestigkeit nach dem IPACS-Ansatz enthalten. Das Modell bildet den Verlauf der Druckfestigkeit auch bei unterschiedlichen Lagerungstermperaturen gut ab. Nur im jungen Betonalter ist die Abweichung relativ groß. Im Anhang B ist in Abbildung B.8 die Auswertung für den B4Q enthalten, die ähnlich gute Ergebnisse des Modells liefert.

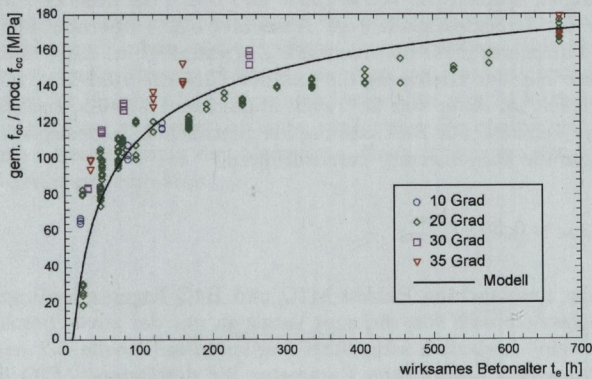


Abb. 5.3: Gemessene und modellierte Druckfestigkeit bei verschiedenen Frischbetontemperaturen (M2Q)

5.3.2 Zugfestigkeit

Die Modellierung des zeitabhängigen Verlaufs der zentrischen Zugfestigkeit erfolgt mit der Gleichung 5.4.

$$f_{ct}(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \left\{ \exp \left(a \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{672}{t_e - b}} \right] \right) \right\}^c \quad (5.4)$$

In dieser Arbeit liegen ausreichend Messwerte für die Zugfestigkeit in verschiedenen Betonaltern, insbesondere im Alter von 672 h, vor. Stehen keine ausreichenden Messwerte zur Verfügung, z.B. aufgrund fehlender Versuchseinrichtungen, können die Werte für a und b aus der Regression der Modellierung der Druckfestigkeit (vgl. Abschnitt 5.3.1) übernommen werden. Auch der Parameter d für die maximale Zugfestigkeit im Alter von 28 kann behelfsweise mit der Gleichung 5.5 aus der DIN EN 1992-1-1 [25] aus der Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen abgeschätzt werden, sodass idealerweise keine Versuche zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit notwendig sind, um die Modellierung durchzuführen.

$$f_{ctm,28d} = 0,30 \cdot f_{cc,28d}^{2/3} \quad (5.5)$$

Für die hier untersuchten Betone M2Q und B4Q liegen allerdings zahlreiche Versuchsergebnisse vor, die zum Vergleich mit der zuvor beschriebenen Vorgehensweise zusätzlich aufgeführt werden. Die Tabelle 5.2 enthält die mittels Regression bestimmten Parameter für die Betone M2Q und B4Q aus der Druckfestigkeit sowie die nach Gleichung 5.5 aus der Druckfestigkeit abgeschätzte Zugfestigkeit.

Tab. 5.2: Regressionsparameter und Zugfestigkeiten für den M2Q und B4Q

Parameter	Einheit	M2Q	B4Q
a	[-]	0,256	0,274
$b = t_{e0}$	[-], [h]	8,339	14,758
c	[-]	1	1
gem. $f_{ct,28}(\bar{x})$	[MPa]	9,14	8,62
(σ)	[-]	0,861	0,359
mod. $f_{ct,28}$	[MPa]	9,201	8,723
R^2	[%]	0,696	0,959

Des Weiteren sind die Mittelwerte \bar{x} der gemessenen zentrischen Zugfestigkeit im Alter von 28 Tagen und das Bestimmtheitsmaß R^2 für beide Betone aufgeführt. Der Vergleich zwischen der abgeschätzten Zugfestigkeit im Alter von 28 Tagen und der im Versuch gemessenen Zugfestigkeit zeigt keine signifikanten Unterschiede, allerdings kann mit dem Modell der Verlauf der Zugfestigkeit für den B4Q besser abgeschätzt werden als für den M2Q.

Die Abbildung 5.4 zeigt die gemessenen Einzelwerte der zentrischen Zugfestigkeit des M2Q und des B4Q im Alter von 12 - 672 h. Des Weiteren ist der mit Gleichung 5.4 modellierte Verlauf der Zugfestigkeit f_{ct} in Abhängigkeit des wirksamen Betonalters dargestellt. Das Modell zeigt im jungen Betonalter bis zu 24 h größere Abweichungen von den Messwerten. Mögliche Fehlerursachen für die Abweichung des Modells von den Messwerten können im jungen Alter durch Beschädigungen der noch sehr weichen Probekörper, zum Beispiel beim Einbau in die Prüfmaschine, entstehen. Hinzu kommt die üblicherweise große Streuung von Messwerten bei Zugfestigkeitsprüfungen insbesondere im jungen Alter. Ab einem Betonalter von 24 h ist das Modell wesentlich genauer und zeigt bis zum wirksamen Betonalter von ca. 80 h eine leichte Überschätzung der Messwerte. Nach 80 h kann das Modell die Messwerte sehr gut abbilden.

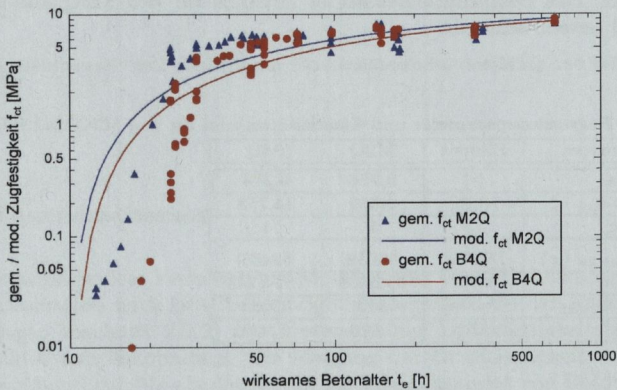


Abb. 5.4: Gemessene und modellierte Zugfestigkeit beim M2Q und B4Q

5.3.3 Elastizitätsmodul

Die Modellierung des Elastizitätsmoduls erfolgt nach der gleichen Vorgehensweise wie für die Zugfestigkeit. Verwendet wird hierzu die Gleichung 5.6.

$$E(t_e, a, b, c, d) = d \cdot \left\{ \exp \left(a \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{672}{t_e - b}} \right] \right) \right\}^c \quad (5.6)$$

Ähnlich wie bei der Zugfestigkeit kann bei der Ermittlung des Elastizitätsmoduls eine Abschätzung aus der Druckfestigkeit mit der Gleichung 5.7 aus der DIN EN 1992-1-1 [25] vorgenommen werden, um gänzlich auf Versuche zur Messung des Elastizitätsmoduls zu verzichten. Für die Betone M2Q und B4Q steht aus den durchgeführten Versuchen aber eine ausreichende Anzahl von Messwerten im Alter von 28 zur Verfügung. Die Methode zur Abschätzung wird ebenfalls zu Vergleichszwecken verwendet.

$$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} \quad (5.7)$$

Die Tabelle 5.3 enthält das Mittel der Messwerte aus den Versuchen zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls der Betone M2Q und B4Q im Alter von 28 Tagen sowie den mit Gleichung 5.7 abgeschätzten Elastizitätsmodul. Auch hier ist die Abschätzung sehr genau. Ebenfalls enthalten ist das Bestimmtheitsmaß R^2 , was die Übereinstimmung des Modells mit den Messwerten ausdrückt. Das Bestimmtheitsmaß ist mit 0,80 für den M2Q und 0,90 für den B4Q jeweils sehr gut.

Tab. 5.3: Regressionsparameter und Elastizitätsmodul für den M2Q und B4Q

Parameter	Einheit	M2Q	B4Q
a	[-]	0,256	0,274
b = t_{e0}	[-], [h]	8,339	14,758
c	[-]	1	1
gem. $E_{ct,28}(\bar{x})$	[MPa]	53038	52408
(σ)	[-]	635,633	1312,143
mod. $E_{ct,28}$	[MPa]	53425	52083
R^2	[%]	0,803	0,900

In der Abbildung 5.5 sind die Messwerte des Druck- und Zugelastizitätsmoduls und der mit Gleichung 5.6 modellierte Elastizitätsmodul in Abhängigkeit des wirksamen Alters t_e dargestellt. Im Vergleich ist die zeitliche

Entwicklung des Elastizitätsmoduls deutlich schneller als bei der zentrischen Zug- oder Druckfestigkeit. Generell zeigt das Modell nach IPACS eine sehr gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten, allerdings unterschätzt das Modell den Elastizitätsmodul im jungen Alter leicht.

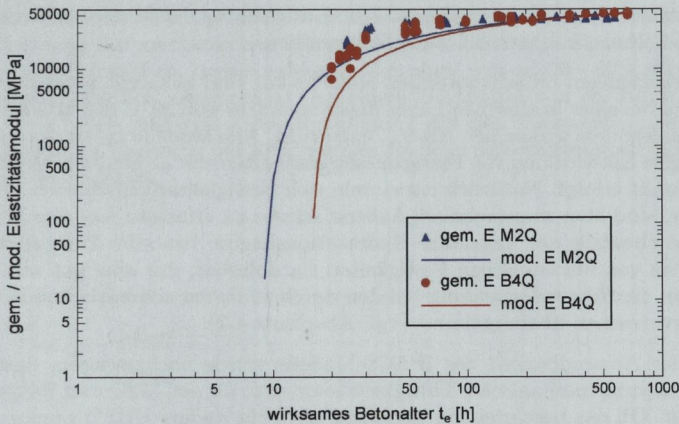


Abb. 5.5: Gemessener und modellierter Elastizitätsmodul des M2Q und B4Q

5.3.4 Zusammenfassung

Das hier angewendete Verfahren zur Modellierung von zeitabhängigen Werkstoffeigenschaften nach IPACS benötigt im Gegensatz zu den anderen Modellen (vgl. Abschnitt 2.2.2) nur Messwerte aus Druckfestigkeitsversuchen zu verschiedenen Betonaltern. Die Messung der Druckfestigkeit ist normativ geregelt und das übliche Verfahren zur Klassifizierung von Beton, sodass die Messung mit großer Genauigkeit ausführbar ist. Die Anwendbarkeit des IPACS-Modells wurde im vorigen Kapitel für die ultra-hochfesten faserverstärkten Betone M2Q und B4Q gezeigt.

Die Vorgehensweise für die Praxis ist folgende: Nach Druckfestigkeitsprüfungen im Alter von 1, 2, 3, 7, 14 und 28 Tagen werden zunächst die Parameter a und b für die untersuchte Rezeptur bestimmt. Der Parameter d ergibt sich direkt aus dem Mittelwert der Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen. Für die Modellierung der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls können, sofern keine Messwerte vorhanden sind, die Parameter a und b übernommen werden. Die Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul im Alter von 28 Tagen (Parameter d) können alternativ mit der Gleichung 5.5 bzw. 5.7 abgeschätzt werden und letztlich kann die zeitliche Entwicklung der Materialeigenschaft mit Gleichung 5.4 bzw. 5.6 modelliert werden.

Untersuchungen im adiabatischen Kalorimeter sind zunächst nicht notwendig, da bei einer isothermen Lagerungstemperatur von 20°C das tatsächliche Betonalter dem wirksamen Alter t_e entspricht. Alle Modelle gehen davon aus, dass eine Entwicklung von Festigkeitseigenschaften erst ab einem bestimmten Zeitpunkt erfolgt. Natürlich entwickeln sich Festigkeitseigenschaften bereits früher, sind aber messtechnisch äußerst schwer zu erfassen. Aus den Modellen ist ebenfalls der ungefähre Hydratationsbeginn bzw. der Zeitpunkt des Beginns von mechanischen Festigkeiten t_{e0} ablesbar, der sehr gut mit dem Beginn der Wärmefreisetzung bei den durchgeführten adiabatischen Kalorimeterversuchen übereinstimmt (vgl. Abschnitt 4.2).

Mit der Anwendbarkeit des IPACS-Modells wurde nachgewiesen, dass die Abschätzung mechanischer Festigkeitskennwerte für den M2Q und B4Q möglich ist. Ob das beschriebene Verfahren auch für andere UHFB angewendet werden kann, wird im Abschnitt 8.2 gezeigt.

5.4 Schwinden

Zur Abschätzung der Schwindverformungen des M2Q und B4Q wird das in Abschnitt 2.2.3 gezeigte Modell von Gutsch angewendet. Die hierzu benötigten Gleichungen werden zur besseren Übersicht noch einmal aufgeführt. Das Schwindmaß ε_{as} wird mit Gleichung 5.8 bestimmt.

$$\varepsilon_{as}(t_e - t_{e0}) = \varepsilon_{as0} \cdot \beta_t \cdot \beta_T \quad (5.8)$$

In der Gleichung 5.9 wird zunächst der Faktor F mittels Regression bestimmt. Für den M2Q und B4Q ergibt sich für F ein Wert von 3,9. Daraus ergibt sich ein Endschwindmaß ε_{as0} von 0,669 mm/m für den M2Q und 0,623 mm/m für den B4Q. Die Endschwindmaße unterscheiden sich aufgrund der ähnlichen Wasser-Bindemittel-Werte von 0,19 bzw. 0,21 kaum

voneinander.

$$\varepsilon_{as0} \approx 1,3 \cdot 10^{-3} \cdot \exp\left(-F \cdot \frac{W}{B}\right) \quad (5.9)$$

In den Abbildungen 5.6 und 5.7 sind die Messwerte und der mit Gleichung 5.8 modellierte zeitabhängige Verlauf der Schwindverformungen für den M2Q und B4Q dargestellt. Des Weiteren sind die für a_{as} und b_{as} bestimmten Werte enthalten. Wie bei den zuvor beschriebenen Werkstoffmodellen zur Abschätzung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften zeigt auch dieses Modell einige Schwächen. Insbesondere im Zeitraum von ca. 20 - 60 h wird das Schwinden deutlich unterschätzt. Ab einem Betonalter von ca. 100 h zeigt das Modell eine sehr gute Übereinstimmung mit den Messwerten, lediglich bei isothermer Lagerung bei 20°C werden die Schwindverformungen mit dem Modell überschätzt.

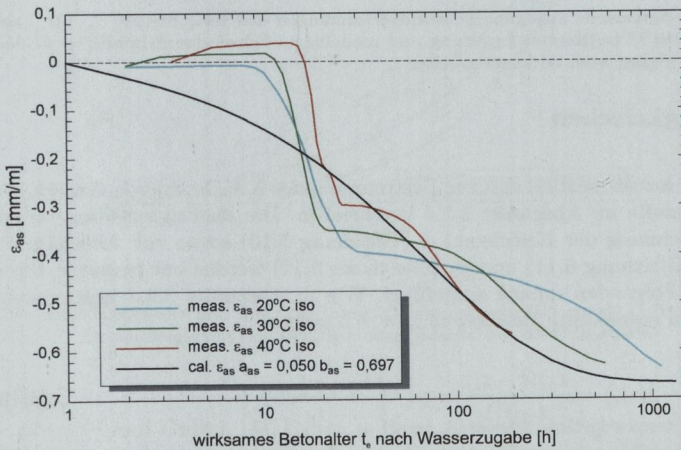


Abb. 5.6: Gemessene autogene Schwindverformungen des M2Q bei 20°C, 30°C und 40°C isothermer Lagerung und modellierte Schwindverformung in Abhängigkeit vom wirksamen Alter t_e

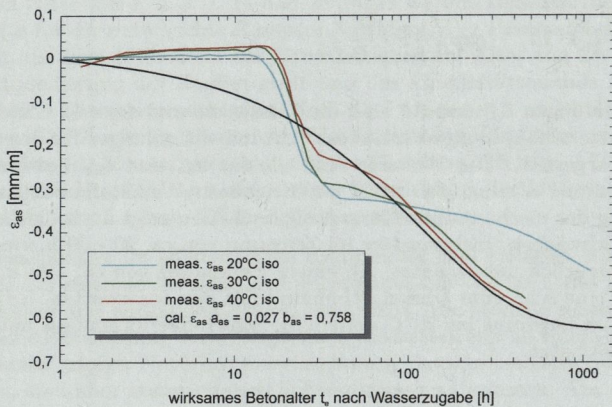


Abb. 5.7: Gemessene autogene Schwindverformungen des B4Q bei 20°C, 30°C und 40°C isothermer Lagerung und modellierte Schwindverformung in Abhängigkeit vom wirksamen Alter t_e

5.5 Zugkriechen

Das hier verwendete Modell zur Bestimmung der Kriechzahl von Gutsch [44] wurde bereits im Abschnitt 2.2.4 beschrieben. Die benötigten Gleichungen zur Berechnung der Kriechzahl φ (Gleichung 5.10) sowie zur Abschätzung von p_1 (Gleichung 5.11) und p_2 (Gleichung 5.12) werden zur besseren Übersicht im Folgenden erneut aufgeführt. Wie in Abschnitt 2.2.4 beschrieben, wurde die sogenannte Bezugszeit $t_c = 1$ h gesetzt.

$$\varphi(t - t_i; t_i) = \frac{\epsilon_{cr}(t - t_i)}{\epsilon_{el}(t_i)} = p_1 \cdot \left(\frac{t_{ecr} - t_{ecr,i}}{t_c} \right)^{p_2} \quad (5.10)$$

$$p_1 \approx a_1 - b_1 \cdot \alpha_i \quad (5.11)$$

$$p_2 \approx a_2 + b_2 \cdot \alpha_i \quad (5.12)$$

In Abbildung 5.8 sind die im Versuch gemessenen Kriechzahlen als Einzel-symbol sowie die mit Gleichung 5.10 modellierte, zeitabhängige Kurve zum Verlauf der Kriechzahl für den Beton M2Q dargestellt. Gezeigt werden jeweils die Mittelwerte aus 3 Einzelversuchen im Belastungsalter 24, 48 und 672 h. Die benötigten Parameter zur Bestimmung der Kurven wurden mit den Gleichungen 5.10 bzw. 5.11 und 5.12 durch Regression nach der Methode der minimalen Fehlerquadrate bestimmt. Mit dem Modell von Gutsch zur Bestimmung der Kriechzahl φ wurde eine gute Übereinstimmung des Modells mit den Messwerten festgestellt. Der Verlauf des Zugkriechens von UHFB ist dabei ähnlich wie bei Normalbeton.

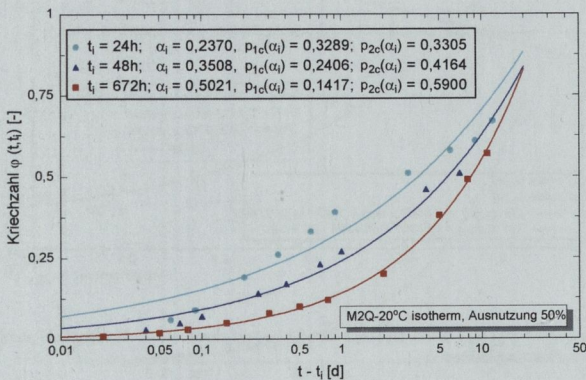


Abb. 5.8: Gemessene und mit Gleichung 5.10 berechnete Kriechzahl φ für den M2Q in Abhängigkeit der Beanspruchungsdauer bei 20°C isotherm

Laube [59] und Gutsch [44] haben in ihren Arbeiten nachgewiesen, dass die Parameter p_1 und p_2 tendenziell vom Hydratationsgrad abhängen. Laube hat in seinen Untersuchungen zum Zugkriechverhalten [59] von Normalbeton mit Portlandzement einen linearen Zusammenhang zwischen $p_1(\alpha_i)$ bzw. $p_2(\alpha_i)$ festgestellt. Aufgrund des unterschiedlichen Ablaufs der Hydratation und der starken Beschleunigung im jungen Alter bei UHFB wird der Vorschlag von Gutsch [44] weiterverfolgt, der $p_1(\alpha_i)$ als Exponentialfunktion und $p_2(\alpha_i)$ als Logarithmusfunktion darstellt. Diese angepassten Funktio-

nen wurden ursprünglich zur Bestimmung der Kriechzahl in frühen Erstbelastungsaltern entwickelt, sind aber auch für fortgeschrittene Betonalter anwendbar. Die Abbildung 5.9 zeigt die in den Kriechversuchen mit den Betonen M2Q und B4Q gemessenen Werte für $p_1(\alpha_i)$ und $p_2(\alpha_i)$ und den mit den Gleichungen 5.13 und 5.14 modellierten Kurvenverlauf für die beiden Parameter.

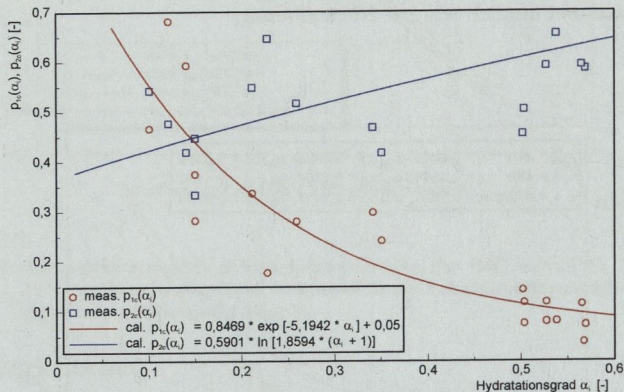


Abb. 5.9: Parameter $p_1(\alpha_i)$ und $p_2(\alpha_i)$ in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad im Erstbelastungsalter α_i

Die Abbildung 5.9 zeigt, dass die Streuung der Einzelwerte von $p_2(\alpha_i)$ wesentlich größer ist als bei $p_1(\alpha_i)$. Mittels Regression werden die benötigten Parameter a_1 , a_2 , b_1 und b_2 berechnet und anschließend als Kurve dargestellt. Die Bestimmtheitsmaße betragen für die mit den in der Abbildung vorhandenen Gleichungen berechneten Werte für p_1 bzw. $cal. p_1(\alpha_i) = 0,80$ und p_2 bzw. $cal. p_2(\alpha_i) = 0,36$. Die Abschätzung von $p_1(\alpha_i)$ ist folglich besser als die von $p_2(\alpha_i)$. Für eine erste Abschätzung beider Parameter und der daraus resultierenden Kriechzahl ist dieser Ansatz durchaus geeignet.

$$cal. P_{1c}(\alpha_1) = 0,8469 \cdot [-5,1942 \cdot \alpha_1] + 0,05 \quad (5.13)$$

$$cal. P_{2c}(\alpha_1) = 0,5901 \cdot \ln [1,8594 \cdot (\alpha_1 + 1)] \quad (5.14)$$

Eine Reihe von Untersuchungen ([2], [13]) haben gezeigt, dass das viskoelastische Verhalten bei hohen Temperaturen wesentlich ausgeprägter ist als bei 20°C isothermer Lagerung. Auch bei UHFB kann es aufgrund des hohen Zementgehalts und der damit verbundenen Wärmefreisetzung beim Abbinden oder einer Wärmebehandlung des Betons zu abweichenden Lagerungstemperaturen kommen. Im Folgenden wird deshalb der Einfluss von höheren Erhärtungstemperaturen auf die Entwicklung der Kriechzahl φ untersucht. Für diese Untersuchungen wird statt des Betonalters t das wirksame Betonalter t_e verwendet. Im Falle der Gültigkeit des Aktivierungsenergiekonzepts sollten sich auch hier die Kriechkurven von Betonen, die bei unterschiedlichen Temperaturen erhärten, aufeinander abbilden lassen.

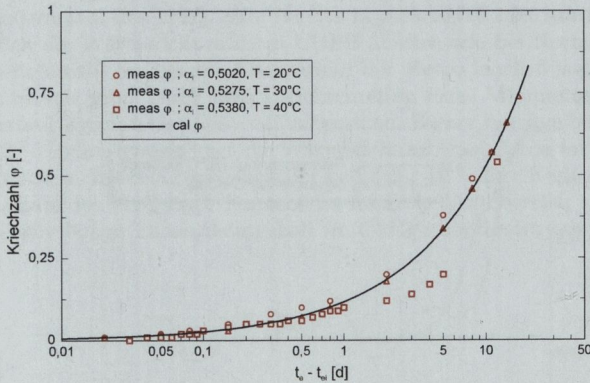


Abb. 5.10: Gemessene und mit Gleichung 5.10 modellierte Kriechzahl φ für den M2Q bei Lagerungstemperaturen von 20°C, 30°C und 40°C und gleichem Hydratationsgrad α_i bei Erstbelastung in Abhängigkeit der wirksamen Beanspruchungsdauer

Die Abbildung 5.10 zeigt die Kriechzahlen aus Versuchen bei 20°C, 30°C und 40°C isothermer Lagerung für den Beton M2Q in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e . Die Belastung wurde so gewählt, dass die Ausnutzung des Probekörpers ca. 50% der zum Belastungsbeginn vorhandenen Zugfestigkeit betrug. Des Weiteren ist der modellierte Verlauf der Kriechzahl φ dargestellt. Zunächst ist erkennbar, dass das Aktivierungsenergiekonzept

gilt, da bei dieser Darstellungsart die gemessenen Kriechzahlen im gleichen wirksamen Alter nahezu identisch sind. Mit dem gewählten Modell lässt sich die Kriechzahl φ sehr gut abschätzen.

5.6 Wärmedehnzahl

Im Folgenden wird exemplarisch für den M2Q die Abschätzung des zeitabhängigen Verlaufs der im Versuch bestimmten Wärmedehnzahl gezeigt. Der Versuchsaufbau und die Durchführung wurden bereits im Abschnitt 3.8 bzw. 4.5 beschrieben. Die Abbildung 5.11 zeigt einen Ausschnitt aus Abbildung 4.10 mit den gemessenen Dehnungen im Zeitraum von 10 - 50 h. Das Aufheizen und Abkühlen erfolgte jeweils innerhalb von 3 h ausgehend von einer Basistemperatur von 20°C.

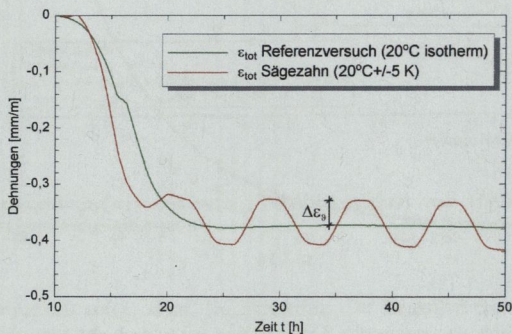


Abb. 5.11: Gemessene Dehnungen zur Bestimmung der altersabhängigen Wärme-dehnzahl α_T bei isothermer Lagerung und sägezahnförmigem Temperaturprofil

Die Bestimmung von α_T erfolgte jeweils im Minimum, da die im Minimum gemessene Wärmedehnzahl größer ist als im Temperaturmaximum. Die zum Auswertungszeitpunkt gemessene Gesamtdehnung ε_{ges} besteht aus Schwinddehnungen ε_s und temperaturindizierter Dehnung ε_{ϑ} . Die Gesamtdehnung

lässt sich vereinfacht mit Gleichung 5.15 abschätzen, wobei $\Delta\vartheta$ die Temperaturdifferenz vom Sägezahnversuch zum Referenzversuch bezeichnet.

$$\varepsilon_{ges}(t) = \varepsilon_{\vartheta} + \varepsilon_s = \alpha_T \cdot \Delta\vartheta + \varepsilon_s \quad (5.15)$$

Nimmt man nun an, dass die Schwinddehnungen ε_s auf beiden Seiten der Gleichung äquivalent sind, lässt sich die Gleichung umstellen und die Wärmedehnzahl kann in Abhängigkeit der Zeit mit Gleichung 5.16 bestimmt werden.

$$\alpha_T(t) = \frac{\Delta\varepsilon(t)}{\Delta T(t)} \quad (5.16)$$

Die Abbildung 5.12 zeigt den mit Gleichung 5.16 berechneten Verlauf der Wärmedehnzahl des M2Q. Wie bereits in Abschnitt 2.2.5 erläutert, entwickelt sich die Wärmedehnzahl bei UHFB ähnlich wie bei Normalbeton. Die Wärmedehnzahl im jungen Alter, wenn der Beton noch flüssig ist, ist zunächst relativ groß. Nach dem Durchschreiten eines Minimums nähert sich der Verlauf asymptotisch einem Endwert an. Dieser beträgt beim M2Q ca. $1,0 \cdot 10^{-5}$. Üblicherweise liegt die Wärmedehnzahl bei Beton mit vorwiegend quarzitischem Zuschlag zwischen $0,9$ und $1,3 \cdot 10^{-5}$. Der Endwert der Wärmedehnzahl des M2Q liegt demnach im unteren Wertebereich und kann mit dem relativ hohen Zementleimgehalt im Gefüge begründet werden.

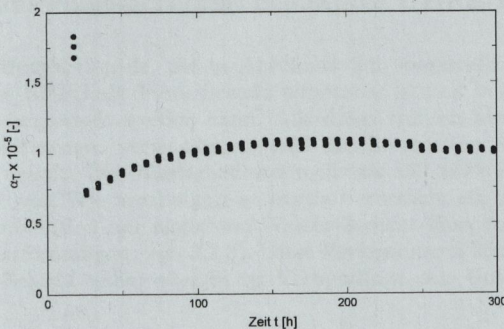


Abb. 5.12: Zeitabhängige Wärmedehnzahl α_T des M2Q

Die Auswertung für den B4Q erfolgte äquivalent. Die Abbildung B.9 im Anhang B zeigt, dass sich die Wärmedehnzahl beim B4Q ähnlich entwickelt. Der Endwert der Wärmedehnung des B4Q ist mit $\text{ca. } 0,62 \cdot 10^{-5}$ wesentlich geringer als der des M2Q. Ein möglicher Grund hierfür ist die Verwendung von Basaltzuschlag. Beton mit einem großen Anteil an Basaltzuschlag hat üblicherweise eine Wärmedehnzahl zwischen $0,6$ und $1,0 \cdot 10^{-5}$. Die Wärmedehnzahl des B4Q liegt somit auch im unteren Bereich.

6 Entwicklung von UHFB-Rezepturen zur Anwendung als dünne Schicht

Ausgehend von Erfahrungen bei der Herstellung und Prüfung der Basisrezepturen wurde im weiterführenden Forschungsprojekt „Grundlagen und Anwendung von UHPC bei dünnen, faserbewehrten Schichten“ im Rahmen des SPP 1182 geprüft, wie UHFB als dünne Schicht oder Beschichtung mit Schichtdicken von 2 - 5 cm eingesetzt werden kann.

Für die Anwendung von UHFB als dünne Schicht müssen die zu entwickelnden Rezepturen eine Reihe von speziellen Voraussetzungen erfüllen. Eine Herstellung sollte in größeren Mengen mit einfachen Misch- und Verarbeitungsmethoden, auch auf der Baustelle, möglich sein. Die Anfälligkeit gegenüber Herstellungsschwankungen und klimatischen Einflüssen sowie bei erhöhter Frischbetontemperatur muss minimiert werden. Ziel ist die Entwicklung robuster Mischungen. Die Konsistenz ist möglichst fließfähig bzw. nahezu selbstverdichtend einzustellen, da eine konventionelle Verdichtung bei 2 - 5 cm dünnen Schichten nicht erfolgen kann.

6.1 Optimierungspotential bekannter UHFB-Rezepturen

Die Anwendungsbeispiele, die in Abschnitt 2.3 vorgestellt wurden, haben gezeigt, dass UHFB als dünne Schicht einsetzbar ist und in dafür geeigneter Konsistenz hergestellt werden kann. Allerdings wurden hierfür bisher sehr große Zementmengen verwendet, obwohl für die meisten Anwendungsfälle eine damit erzielte Druckfestigkeit von mehr als 150 MPa deutlich überdimensioniert war. Wie bereits gezeigt wurde, verursacht ein hoher Zementgehalt in Kombination mit niedrigem Wasser-Zement-Wert zudem sehr große autogene Verformungen (vgl. 2.2.3). Diese Verformungen können Schäden an der UHFB-Schicht selber oder in der Verbundfuge zum Untergrund hervorrufen.

Bei konventionellen UHFB-Rezepturen verbleibt nach der Erhärtung ein Großteil des verwendeten Zements als hochfester, unreaktierter Füller im Gefüge zurück. Der Zement wird als Füllstoff verwendet, um eine optimale

Packungsdichte im Gefüge zu erreichen. Unter Berücksichtigung der optimierten Packungsdichte muss demnach bei Reduzierung des Zementgehalts ein anderer Füllstoff verwendet werden, um die fehlenden Zementpartikel in der Matrix zu substituieren. Hierfür bieten sich insbesondere inerte Gesteinsmehle an, die weder zur autogenen Verformung, noch zur Entwicklung zusätzlicher Hydratationswärme beitragen.

Optimierungsbedarf besteht auch beim Microsilicagehalt. Ein hoher Gehalt an Microsilica verschlechtert im Allgemeinen die Frischbetonkonsistenz. Ähnlich wie beim Zement verbleibt auch ein Großteil des zugegebenen Microsilica unreaktiv im Betongefüge. Ein kompletter Verzicht auf die Verwendung von Microsilica bei der Herstellung von UHFB wird allerdings nicht empfohlen, da die puzzolanische Reaktion benötigt wird, um die Kontaktzone zwischen Zuschlagkörnern und Zementmatrix zu verbessern. Die Verdichtung der Kontaktzone ist zwingend notwendig, um dichte und dauerhafte UHFB herzustellen. Eine Überdosierung von Microsilica bewirkt neben einer Vergrößerung des Wasseranspruchs auch einen vermehrten Verbrauch von Calciumhydroxid in der puzzolanischen Reaktion, was zu einer Verringerung der Alkalität des Betons führt und letztlich den Korrosionsschutz der Bewehrung reduziert. Auch hier stellt inertes Gesteinsmehl eine Alternative als Ausgangsstoff dar, da es je nach Partikelgröße zur Optimierung der Packungsdichte beiträgt ohne die Alkalität des Betons zu reduzieren.

Ein weiterer Aspekt bei der Entwicklung von UHFB-Rezepturen für dünne Schichten ist die Optimierung des Fasergehalts. An Betonschichten oder -platten als Industriefußboden oder als Fahrbelag wird meist eine erhöhte Anforderung an die Einhaltung der maximalen Rissbreite gestellt. Je nach Art der Ausführung, der Schichtdicke und der auftretenden Belastung können erhebliche Zug- und Biegezugkräfte in der UHFB-Schicht entstehen. Die Optimierung ist zielführend, wenn der Fasergehalt beanspruchungsgerecht gewählt und variiert werden kann ohne die Verarbeitbarkeit einzuschränken. Die zu entwickelnde UHFB-Rezeptur soll ohne Segregation von Fasern pumpbar oder fließfähig bleiben. Eine Kombination von konventioneller Bewehrung mit einer Faserbewehrung ist, wie die Ausführungsbeispiele von Brühwiler [11] zeigen, möglich, aber nicht Ziel dieser Arbeit. Zudem besteht noch Forschungsbedarf hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von konventioneller Bewehrung in UHFB, insbesondere bei reduzierter Betondeckung.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass eine UHFB-Rezeptur an individuelle Anforderungen hinsichtlich der Festigkeit, Duktilität und Verarbeitbarkeit anpassbar sein sollte. Deshalb wurden in einer Versuchsmatrix verschiedene UHFB-Feinkorn- und -Grobkornmischungen für die Anwendung als dünne Schicht in der Praxis entwickelt, die hinsichtlich folgender Parameter variiert

wurden:

- Zementgehalt
- Microsilicagehalt
- Fasergehalt

6.2 Rezepturentwicklung

Zunächst wurden über 80 Vorversuche durchgeführt, bei denen jeweils zwei Liter UHFB hergestellt wurden. Als Ausgangsstoffe wurden die in Abschnitt 3.1 beschriebenen verwendet. Das Microsilica und das Fließmittel wurden allerdings durch Produkte eines anderen Herstellers ersetzt. Die neue Kombination aus Fließmittel und Microsilica wurde bereits im Rahmen des SPP 1182 getestet. Als inerte Füllstoff wurde ein Kalksteinmehl verwendet, das zu 98,3 M.-% aus CaCO_3 besteht. Der mittlere Durchmesser d_{50} beträgt 5,9 μm und der d_{90} 20,1 μm . Die genaue Korngrößenverteilung ist in der Tabelle A.4 im Anhang abgedruckt. Zur Herstellung des Feinkornbetons wurde ein Größtkorn von 0,5 mm verwendet. Für den Grobkornbeton kam zusätzlich ein Basaltsplitt der Kornfraktion 2/4 mm zum Einsatz. Als Wasser-Zement-Wert für alle Rezepturen wurde ein Wert von 0,30 festgelegt. Als Zielgröße für die Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen wurde ein Minimum von 130 MPa gewählt.

Die Herstellung der zwei Liter UHFB erfolgte in einem Kleinmischer mit niedriger Mischintensität, sodass bei einer Übertragung auf Versuche mit größeren Frischbetonmengen im vorhandenen Zwangsmischer noch von einer Verbesserung der Frischbetoneigenschaften ausgegangen werden konnte. Als Mischregime wurde das in den Vorversuchen an den Basisrezepturen entwickelte gemäß Tabelle 3.3 angewendet. Nach der Zugabe des Wasser-Fließmittel-Gemischs wurde die Zeit bis zur Einstellung der verflüssigenden Wirkung gemessen, sodass eine Beurteilung der Verarbeitbarkeit der untersuchten Rezeptur möglich war. Bei einem Zeitraum von mehr als 12 Minuten bis zur Verflüssigung des Betons wurde die Rezeptur als nicht tauglich eingestuft und nicht in das weiterführende Versuchsprogramm aufgenommen. Bei einer ausreichenden Verflüssigung in einem adäquaten Zeitraum wurde das Ausbreitmaß nach DIN 1015-3 [30] bestimmt. Diese sehr einfache Prüfung, die ursprünglich zur Bestimmung des Ausbreitmaßes von Mörtel entwickelt wurde, erlaubte eine erste Beurteilung der Verarbeitbarkeit.

In der Versuchsreihe wurde zunächst eine Verringerung des Zementgehalts angestrebt. Hierzu wurde Zement durch Quarzmehl bzw. Kalksteinmehl sub-

stituiert. Je mehr Quarz- bzw. Kalksteinmehl zugemischt wurde, umso schlechter wurde die Verarbeitbarkeit des Frischbetons mit langer Mischzeit und geringem Ausbreitmaß. Bei einigen untersuchten Rezepturen blieb die verflüssigende Wirkung sogar gänzlich aus. Eine Erklärung hierfür ist ein zu großer Anteil an Feinstoffen, die nicht mehr als Microfüller benötigt wurden und stattdessen den Wasseranspruch der Trockenstoffe wesentlich vergrößert haben. In einem zweiten Schritt wurde der Zementgehalt durch die Zugabe von Quarzsand reduziert. Bei dieser Vorgehensweise erhöhte sich bei fast allen Mischungen der Wasseranspruch nicht merklich und die verflüssigende Wirkung des Fließmittels setzte schnell ein. Der Zementgehalt konnte durch die Substitution von Zement durch Quarzsand auf 580 bis 600 kg/m^3 reduziert werden ohne die Verarbeitbarkeit einzuschränken. Eine Reduktion des Microsilicagehalts zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit erfolgte in dieser Versuchsreihe durch den Einsatz von Quarzmehl oder Kalksteinmehl. Bei einigen Rezepturen konnte die Microsilicamenge auf ca. 70 kg/m^3 reduziert werden. Die Erhöhung des Fasergehalts von 2,5 auf 5,0 Vol.-% führte generell zu geringeren Ausbreitmaßen, wobei die Verarbeitbarkeit deutlich eingeschränkt wurde. Auch beim Grobkornbeton konnte mit diesen Maßnahmen ähnliche Effekte erzielt werden.

Von den in dieser Versuchsreihe entwickelten Rezepturen zeigten sich sieben Feinkornbetone und sechs Grobkornbetone für die Herstellung von dünnen Schichten als besonders geeignet. Die beschriebenen Maßnahmen schränkten weder die Wirksamkeit des Fließmittels, noch das Ausbreitmaß nach DIN EN 1015-3 [30] ein. Diese Rezepturen wurden anschließend im größeren Maßstab hergestellt und durch weitere Frisch- und Festbetonuntersuchungen klassifiziert. Die entwickelten Rezepturen werden im weiteren Verlauf dieser Arbeit mit FK (Feinkornbeton) bzw. GK (Grobkornbeton) bezeichnet. Die Nomenklatur wird durch eine fortlaufende Nummerierung und das zugegebene Stahlfaservolumen ergänzt. Der Beton FK1-2.5 ist demnach der Feinkornbeton mit der laufenden Nummer 1 und einem Stahlfasergehalt von 2,5 Vol.-% (vgl. Tabelle 6.1).

6.3 Frischbetonprüfungen

Die wichtigsten Kenngrößen und Rezepturparameter der entwickelten Rezepturen sind in den Tabellen 6.1 und 6.2 aufgeführt. Um eine Vergleichbarkeit mit den Eigenschaften der Basisrezepturen und der neu entwickelten Rezepturen untereinander zu gewährleisten, wurden umfangreiche Frisch- und Festbetonuntersuchungen durchgeführt.

Tab. 6.1: Feinkorn UHFB-Rezepturen

Bestandteil	Einheit	FK1-2.5	FK1-5.0	FK2-2.5	FK2-5.0	FK3-2.5	FK4-2.5	FK4-5.0
Zement CEM I 52,5R HS-NA	kg/m ³	595,00	579,00	597,00	582,00	497,00	596,00	580,00
Quarssand 0,125/0,500 mm	kg/m ³	1029,35	1002,61	892,51	870,51	1172,92	930,75	905,77
Microsilica	kg/m ³	69,42	67,55	181,09	176,59	151,09	149,00	145,00
Stahlfasern	kg/m ³	192,00	384,00	192,00	384,00	192,00	192,00	384,00
Quarz I 60 µm	kg/m ³	314,36	305,93	-	-	263,41	-	-
Quarz II 300 µm	kg/m ³	119,00	115,80	-	-	98,41	-	-
Kalksteinmehl	kg/m ³	-	-	439,80	428,79	-	439,05	427,27
Fließmittel	kg/m ³	39,70	38,60	39,70	38,60	32,90	39,60	39,50
Zugabewasser	kg/m ³	155,70	152,00	156,40	152,40	129,50	156,00	151,70
w/z-Wert	-	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
LP-Gehalt	%	5,3	3,6	4,9	4,4	6,2	4,8	4,2
Rohdichte	kg/m ³	2430	2590	2435	2569	2390	2432	2568
Ausbreitmaß	cm	66	59	69	60	48	60	53
f _{cc} (z)	MPa	146,72	142,92	136,88	147,08	138,53	152,38	147,27
(σ)	[-]	3,438	5,624	10,481	8,563	3,265	7,028	1,457

Die gemessenen Ausbreitmaße lagen beim Feinkornbeton zwischen 48 und 66 cm und beim Grobkornbeton zwischen 39 und 69 cm. Eine Verdopplung des Faservolumens von 2,5 Vol.-% auf 5,0 Vol.-% führte zu einer signifikanten Abnahme des Ausbreitmaßes, insbesondere beim Grobkornbeton.

Tab. 6.2: Grobkorn UHFB-Rezepturen

Bestandteil	Einheit	GK1-2.5	GK1-5.0	GK2-2.5	GK3-2.5	GK4-2.5	GK4-5.0
Zement CEM I 52,5R HS-NA	kg/m ³	579,00	563,00	480,00	578,00	592,00	577,00
Quarssand 0,125/0,500 mm	kg/m ³	802,88	780,57	950,40	674,33	820,91	799,91
Basalt 2/4 mm	kg/m ³	289,50	281,50	288,00	290,00	231,87	226,85
Microsilica	kg/m ³	67,55	65,65	145,92	175,33	69,10	67,32
Stahlfasern	kg/m ³	192,00	384,00	192,00	192,00	192,00	384,00
Quarz I 60 µm	kg/m ³	305,91	302,49	254,40	-	-	-
Quarz II 300 µm	kg/m ³	115,80	114,51	95,04	-	-	-
Kalksteinmehl	kg/m ³	-	-	-	425,79	436,11	425,11
Fließmittel	kg/m ³	35,60	34,50	29,50	35,50	37,00	35,80
Zugabewasser	kg/m ³	153,80	149,50	127,50	154,50	157,80	153,40
w/z-Wert	-	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
LP-Gehalt	%	3,2	2,9	4,2	4,8	4,0	2,4
Rohdichte	kg/m ³	2492	2514	2485	2465	2488	2678
Ausbreitmaß	cm	69	39	46	52	65	46
f _{cc} (z)	MPa	145,93	139,23	148,03	141,00	138,17	143,00
(σ)	[-]	2,479	1,617	6,404	2,117	2,250	2,778

Der FK1 zeigte bei beiden Fasergehalten mit einem Ausbreitmaß von 66 cm bzw. 59 cm nahezu fließfähige und selbstentlüftende Eigenschaften. Bei den Grobkornbetonen gelang dies nur beim GK1-2.5 und GK4-2.5. Der im

Versuch gemessene Luftporengehalt des Frischbetons schwankte zwischen 3,6 und 6,2 Vol.-% beim Feinkornbeton bzw. zwischen 2,9 und 4,8 Vol.-% beim Grobkornbeton. Bei den Feinkornbetonen FK1-2.5 und FK3-2.5 war der Luftporengehalt sehr groß, was mit dem hohen Gehalt an Quarzsand zusammenhängen könnte. Die gemessenen Frischbetonrohddichten lagen zwischen 2400 und 2700 kg/m^3 . Insbesondere hohe Fasergehalte führten zu großen Frischbetonrohddichten. Die beiden Rezepturen FK1 und GK1 zeigten sich hinsichtlich der in Abschnitt 6.1 beschriebenen Optimierung am geeignetsten für die Praxis, da sie neben guten Frischbetoneigenschaften auch Druckfestigkeiten von mehr als 145 MPa zeigten.

7 Untersuchungen an dünnen UHFB-Schichten

Im folgenden Kapitel werden die Versuche an den in Kapitel 6 entwickelten Rezepturen beschrieben. Neben Versuchen am Beton wurden auch Versuche an Bauteilen durchgeführt, um einen Praxisbezug zur späteren Anwendung herzustellen. Untersucht wurde die Entwicklung des Hydratationsgrads im adiabatischen Kalorimeter, die hydratationsgradabhängige Entwicklung der Druckfestigkeit sowie Porosität und Wassereindringverhalten beim erhärteten Beton. Im Speziellen wurden der Spannungsaufbau infolge Hydratationswärme und die lastunabhängigen Verformungen von bauteilartigen Versuchskörpern untersucht. Neben der Abstrahierung des Materialverhaltens in Versuchen wurden die in Kapitel 5 beschriebenen Modelle auch auf die entwickelten Rezepturen angewendet.

7.1 Adiabatische Kalorimetrie

Die Versuche zur Messung der Wärmefreisetzung und zur Ableitung des Hydratationsgrads bzw. des wirksamen Alters wurden wie die in Abschnitt 3.5 an den Basisrezepturen durchgeführten Versuchen im adiabatischen Kalorimeter vorgenommen. Die Untersuchungen erfolgten ausschließlich mit Frischbetontemperaturen von 20°C.

7.2 Druckfestigkeit

An den entwickelten Rezepturen wurde die Druckfestigkeit an Zylindern mit einem Durchmesser von 80 mm und einer Höhe von 160 mm im Alter von 1, 2, 3, 7 und 28 Tagen geprüft. Die Lagerung erfolgte standardmäßig versiegelt bei 20°C. Bei der Herstellung der Probekörper wurde allerdings auf eine Verdichtung verzichtet, um die Wirksamkeit der Fließfähigkeit und der Selbstverdichtung zu prüfen.

7.3 Quecksilberdruckporosimetrie

Die Dauerhaftigkeit und die Dichtigkeit werden insbesondere von der Porosität des Festbetons beeinflusst. Die hier geplanten 2 - 5 cm dünnen Betonschichten müssen zudem über eine hohe Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit verfügen. Mittels der Quecksilberdruckporosimetrie wurden die entwickelten Rezepturen hinsichtlich ihrer Gesamtporosität und dem Anteil an Kapillarporen untersucht. Mit den erzielten Versuchsergebnissen konnte eine detaillierte Beschreibung der Festbetoneigenschaften erfolgen, die eine Abschätzung der Dauerhaftigkeit der Rezeptur ermöglichte. Die entwickelten Feinkorn- und Grobkornbetone wurden im Alter von 28 Tagen im Quecksilberdruckporosimeter geprüft. Als Proben wurden Würfel mit einer Kantenlänge von 10 mm hergestellt, die aus einem großen Würfel herausgesägt wurden. Nach dem Trocknen der Probekörper wurden diese in einem Quecksilberdruckporosimeter der Firma Carlo Erba Instruments (Typ Porosimeter 2000 WS) untersucht.

7.4 Wassereindringverhalten

Zur Prüfung des Eindringwiderstands gegenüber flüssigen Medien wurden an einigen Rezepturen Versuche nach DIN EN 12390-8 [28] durchgeführt. Der Test wurde ursprünglich für die Prüfung der Eindringtiefe von Wasser in Normalbeton entwickelt. Als Prüfdruck wurden 0,5 MPa Wasserdruck aufgebracht.

Von jeder Rezeptur wurde jeweils eine Serie von 3 Probekörpern in den Abmaßen 15 x 15 x 10 cm hergestellt und versiegelt bei 20°C gelagert. Nach einem Tag wurden die Probekörper ausgeschalt und die mit dem Wasserdruck zu belastende Oberfläche mit einer Drahtbürste aufgeraut. Bis zur Prüfung wurden die Probekörper dann unter Wasser gelagert. Nach 28 Tagen wurden die Probekörper in den Versuchstand eingebaut und der Wasserdruck von 0,5 MPa wurde für drei Tage aufgebracht. Das Wasser wurde zusätzlich mit einem Farbstoff versehen, um die Eindringtiefe besser kenntlich zu machen. Nach einer Beaufschlagungszeit von drei Tagen wurden die Probekörper aus dem Versuchsstand ausgebaut, die Oberfläche getrocknet, mittig gespalten und an den Bruchflächen die Wassereindringtiefe gemessen.

7.5 Wärmeentwicklung im Bauteil

Neben der Messung der Wärmeentwicklung im adiabatischen Kalorimeter zur Abschätzung des wirksamen Alters oder des Hydratationsgrads ist der im Bauteil entstehende Temperaturverlauf von Bedeutung, um die Dauerhaftigkeit des Betons zu beurteilen. Infolge abfließender Hydratationswärme können im Beton schädigende Spannungen entstehen, die zu einer eingeschränkten Dauerhaftigkeit führen. Dieses Phänomen entsteht zumeist bei dicken und massigen Bauteilen aus Beton. Die Ursachen und Auswirkungen von Spannungen bei im Verbund erhärtenden Betonbauteilen wurde bereits in Abschnitt 2.3.2 näher erläutert. Eine Kontrolle und gezielte Verringerung der entstehenden Hydratationswärme im Bauteil minimiert Schädigungen in der UHFB-Schicht selber und Schädigungen des Verbunds. Bei den hier untersuchten Bauteilen und Probekörpern liegen allerdings nicht die gleichen Verhältnisse wie bei massigen Bauteilen vor, da die Schichtdicke von 2 bis 5 cm einen raschen Abfluss der entstehenden Hydratationswärme ermöglicht. Die Wärmeabgabe erfolgt zum Einen an den Untergrund und zum Anderen bei kühler Witterung direkt an die Umgebung.

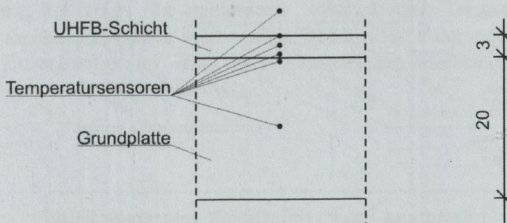


Abb. 7.1: Messstellenplan der Temperatursensoren

Die Untersuchungen zur Wärmeentwicklung im Bauteil und des Spannungsaufbaus erfolgten an Probekörpern in den Abmaßen 90 x 60 x 3 cm. Unterschieden wird im Folgenden zwischen zwei unterschiedlichen Probekörpern. Die Schwindplatte wurde in einer Holzschalung auf einer doppelten Folienlage zur Minimierung der Reibung hergestellt. Für die zweite Probekörperart, die Verbundplatte, wurden zunächst Platten aus Normalbeton mit den Abmaßen 110 x 80 x 20 cm in zwei unterschiedlichen Betongüten hergestellt. Verwendet wurden ein C16/20 und ein C35/45, die für die Versuche als schlechter bzw. guter Verbundpartner dienen. Die Rezepturen des C 16/20

und C 35/45 sind im Anhang A.8 und A.9 aufgeführt. Die Vorlagerung der Grundplatten vor Versuchsbeginn betrug stets 28 Tage bei 20°C und 65% rel. Feuchte. Um die Ausbreitung der abfließenden Hydratationswärme aus der UHFB-Schicht in der Grundplatte zu messen wurden in die Grundplatte jeweils zwei Temperatursensoren einbetoniert. Die Abbildung 7.1 zeigt die Anordnung der Temperatursensoren in der Grundplatte und im Probekörper. Die Oberfläche der Grundplatte wurde im Alter von ca. 24 h mittels Besenstrich aufgeraut, sodass sich beim Erhärten ein Verbund zwischen Untergrund und UHFB-Schicht entwickeln konnte.

7.6 Verformungen im Bauteil

Die Verformungen wurde ebenfalls den Probekörpern Schwindplatte und Verbundplatte gemessen. Hierzu wurde das in Abschnitt 3.7 beschriebene Messsystem verwendet. In jeden Versuchskörper wurden zwei Sensoren zur Messung Dehnung in der Längsachse der Platte mit einem Randabstand von ca. 15 cm eingebaut. Die Abbildung 7.2 zeigt beide Probekörper mit Abmaßen und vollständiger Instrumentierung.

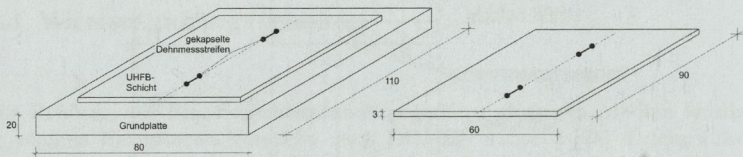


Abb. 7.2: Verbundplatte und Schwindplatte mit Instrumentierung

In einer Versuchsserie wurden jeweils zwei Verbundplatten und zwei Schwindplatten in einer Betonage hergestellt. Die Lagerung der Probekörper erfolgte bei Normklima mit 20°C und 65% rel. Feuchte. Um den Einfluss der Nachbehandlung auf das Verformungsverhalten zu klären, wurde jeweils eine Verbundplatte und eine Schwindplatte mit Folie (versiegelte Lagerung) abdeckt. Die Schwindplatte konnte sich bei der Erhärtung frei verformen, während bei der Verbundplatte die UHFB-Schicht im Verbund erhärtete. An den Schwindplatten wurden Verformungen infolge von Temperaturänderungen und Schwindverformungen gemessen. An den Verbundplatten wurden die Gesamtdehnungen gemessen, die infolge von Temperatur, Schwinden, Kriechen und Relaxation entstanden.

8 Versuchsergebnisse und Anwendungserkenntnisse für dünne UHFB-Schichten

8.1 Adiabatische Kalorimetrie

Die Messung der freiwerdenden Wärmemenge erfolgte wie für die Basisrezepturen im adiabatischen Kalorimeter entsprechend Abschnitt 3.5. Im Vergleich zu den Basisrezepturen war die im Kalorimeter gemessene maximale Wärmefreisetzung der Feinkorn- und Grobkornbetone, durch den im Vergleich zu den Basisrezepturen deutlich geringeren Zementgehalt, niedriger, sodass die Versuche nahezu bis zum Ende durchgeführt werden konnten.

Die Abbildung 8.1 zeigt die gemessene adiabatische Temperaturerhöhung $meas. \Delta T_{ad}$ in Abhängigkeit vom realen Betonalter t der entwickelten Feinkornbetone. Zu erkennen ist, dass die Hydrationsreaktion des FK4-2.5 und des FK4-5.0 am frühesten einsetzt.

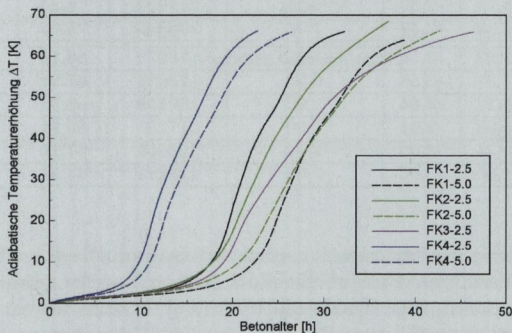


Abb. 8.1: Adiabatische Temperaturerhöhung der untersuchten Feinkorn-UHFB

Die anderen Feinkornbetone zeigen aufgrund der ähnlichen Rezeptur, insbesondere des Zementgehalts, auch einen nahezu deckungsgleichen Verlauf bei der adiabatischen Temperaturerhöhung. Die maximale adiabatische Temperaturerhöhung und auch der gemessene Temperaturverlauf sind beim FK3-2.5 am geringsten, was an dem im Vergleich mit den anderen Betonen sehr niedrigen Zementgehalt von nur 497 kg/m^3 liegt. Die Rezepturen FK2 und FK4 unterscheiden sich nur im Gehalt an Quarzsand und Microsilica. Zum Vergleich ist die adiabatische Temperaturerhöhung der untersuchten Grobkornbetone in Abbildung B.10 im Anhang B dargestellt. Bei den Grobkornbetonen verläuft die Wärmefreisetzung bei allen Betonen nahezu identisch. Lediglich beim GK3-2.5 und GK4-2.5 beginnt die Wärmefreisetzung früher als bei den übrigen Betonen. Dieser Umstand spiegelt sich auch in den relativ hohen Druckfestigkeitswerten in den ersten 48 h wieder. Beim GK3-2.5 beträgt die maximale adiabatische Temperaturerhöhung ca. 80 K , bei den übrigen Grobkornbetonen liegt der Wert zwischen 64 und 69 K , was sehr gut mit den Messkurven übereinstimmt.

Tab. 8.1: Regressionsparameter der entwickelten Fein- und Grobkornbetone

Beton	$t_{k,I}$ [h]	$c_{1,I}$ [-]	c_c [kJ/(kg · K)]	Q_{pot} kJ/m ³	ΔT_{pot} [K]	ϱ kg/m ³
FK1-2.5	23,07	-4,02	1,12	183976	67,44	2430
FK1-5.0	24,97	-4,57	1,06	179027	65,19	2590
FK2-2.5	23,07	-2,50	1,11	223643	82,69	2435
FK2-5.0	25,29	-2,54	1,07	218042	80,01	2549
FK3-2.5	23,31	-2,95	1,11	185815	70,23	2390
FK4-2.5	13,74	-2,39	1,11	211994	78,23	2432
FK4-5.0	14,52	-2,47	1,06	206303	75,62	2568
GK1-2.5	21,23	-3,74	1,05	178979	68,15	2492
GK1-5.0	27,31	-3,88	0,95	173621	67,91	2671
GK2-2.5	25,17	-3,04	1,06	180159	68,55	2485
GK3-2.5	16,93	-2,01	1,09	217085	80,81	2465
GK4-2.5	13,24	-3,03	1,09	183059	67,15	2488
GK4-5.0	21,80	-3,66	1,02	178181	64,94	2678

Die Modellierung des Hydratationsgrads erfolgte mit dem in Abschnitt 4.2 vorgestellten Verfahren. Entsprechend der Auswertung der adiabatischen Kalorimeterversuche an den Basisrezepturen in Abschnitt 5.2 wurden für die in Abschnitt 6.2 entwickelten Feinkorn- und Grobkornbetone zunächst die Wärmekapazität c_c , die maximale Wärmefreisetzung Q_{pot} und die maximal mögliche adiabatische Temperaturerhöhung ΔT_{pot} anhand der Rezeptur be-

stimmt. Die berechneten Kennwerte und Regressionsparameter $t_{k,I}$ und $c_{1,I}$ sind in Tabelle 8.1 enthalten.

Die Abbildung 8.2 zeigt den gemessenen und modellierten Hydratationsgrad in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter t_e exemplarisch für den FK1-2.5. Für den FK1-2.5 bildet das Modell den Verlauf des Hydratationsgrads insgesamt sehr gut ab. Im jungen Betonalter wird der Hydratationsgrad allerdings leicht unterschätzt. Die Abschätzung des maximal erreichbaren Hydratationsgrads α_U ist mit dem Modell sehr zuverlässig möglich.

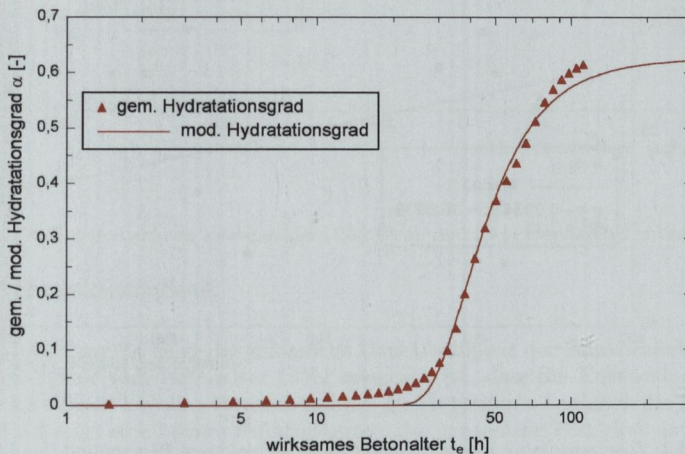


Abb. 8.2: Gemessener und modellierter Hydratationsgrad beim FK1-2.5 in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter

Die Auswertung der Kalorimeterversuche an den Feinkorn- und Grobkornbetonen hat gezeigt, dass die gewählte Methode zur Modellierung den Hydratationsgrad insgesamt sehr gut abbilden kann und die modellierten Werte gut mit den gemessenen Werten übereinstimmen. Für die Anwendung des Modells wurden die benötigten Parameter $t_{k,I}$ und $c_{1,I}$ für jeden Beton und jede Frischbetontemperatur neu bestimmt. Geprüft wird nun, ob diese beiden

Parameter, wie in Abschnitt 2.2.1 beschrieben, in Abhängigkeit der Betonrezeptur abgeschätzt werden können. Hierzu werden die berechneten Werte für $t_{k,I}$ und $c_{1,I}$ in den Abbildungen 8.3 und 8.4 gegenüber dem Gehalt an reaktiven Bestandteilen dargestellt.

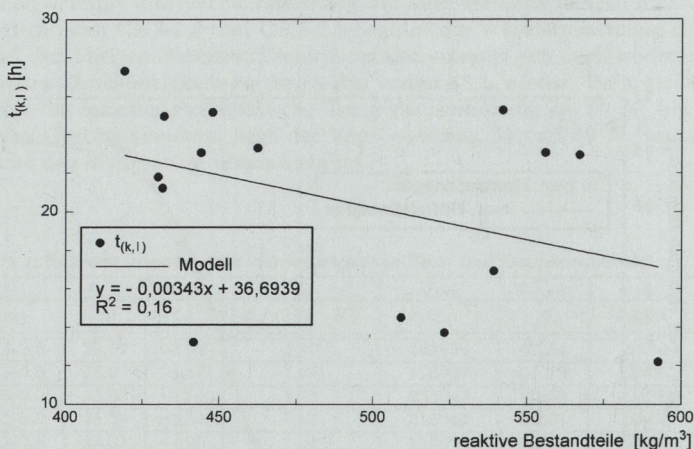


Abb. 8.3: Zusammenhang zwischen dem Gehalt an reaktiven Bestandteilen und $t_{k,I}$

Zu den reaktiven Bestandteilen zählen der Zement und das Microsilica, wobei angenommen wird, dass genügend Calciumhydroxid zum vollständigen Verbrauch des Microsilica in der Hydratationsreaktion gebildet wird. Wie die Abbildung 8.3 zeigt, konnte im Rahmen dieser Versuchsreihen kein Zusammenhang zwischen den verfügbaren Rezepturparametern und $t_{k,I}$ festgestellt werden. Im Gegensatz dazu ist, wie die Abbildung 8.4 zeigt, die Ableitung und Bestimmung von $c_{1,I}$ in Abhängigkeit des Gehalts an reaktiven Bestandteilen möglich.

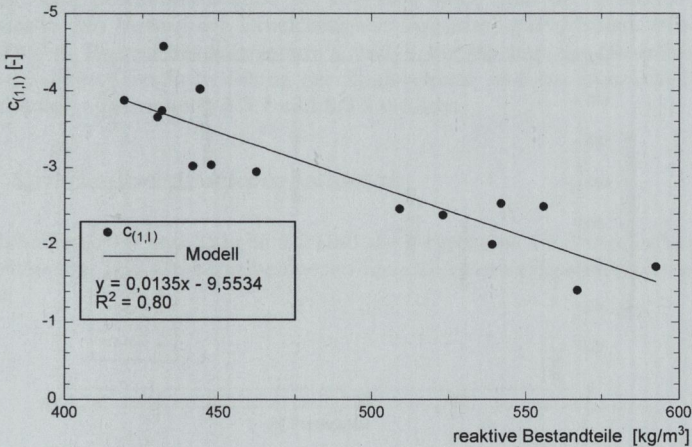


Abb. 8.4: Zusammenhang zwischen dem Gehalt an reaktiven Bestandteilen und $c_{(1,t)}$

8.2 Druckfestigkeit

Die Abbildung 8.5 zeigt die gemessene Druckfestigkeit der Feinkornbetone in Abhängigkeit vom Betonalter t . Zu erkennen ist, dass die Entwicklung der Druckfestigkeit bei allen Betonen nahezu gleich verläuft. Lediglich die Rezeptur FK4 zeigt eine höhere Frühfestigkeit. Die gemessene Festigkeit im Alter von 28 Tagen liegt im Bereich zwischen 136 und 152 MPa. Die Streuung der Messwerte zum jeweiligen Messzeitpunkt ist äußerst gering.

Für die entwickelten Feinkorn- und Grobkornbetone wird die Anwendung des IPACS-Stoffmodells stellvertretend anhand des Feinkornbetons FK1-2.5 gezeigt. Die Abbildung 8.6 zeigt die Messwerte im Alter von 24 bis 672 h und den mit Gleichung 5.3 (vgl. Abschnitt 5.3.1) modellierten Verlauf der Druckfestigkeit. Durch die Regression ergaben sich für die Parameter folgende Werte: $a = 0,2452$, $b = 16,27$. Wie bei der Modellierung in Abschnitt 5.3.1 wurde $c = 1$ gesetzt. Der Parameter d ist der Mittelwert der gemessenen Betondruckfestigkeit im Alter von 672 h. Der Mittelwert aus den durchgeführten Messungen betrug 146,72 MPa.

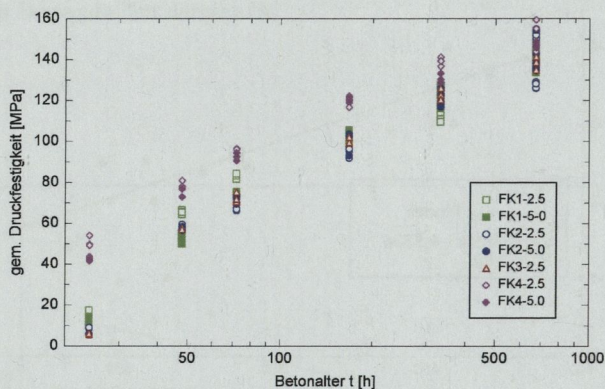


Abb. 8.5: Gemessene Druckfestigkeit der Feinkornbetone

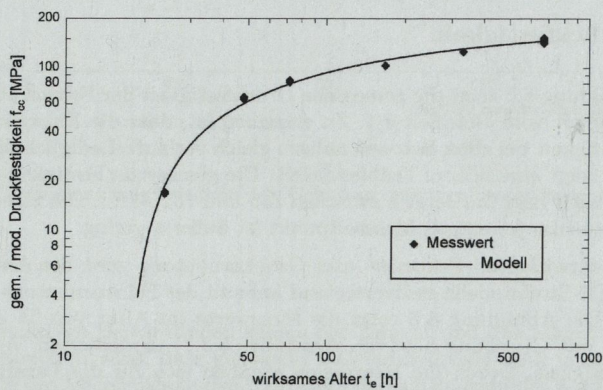


Abb. 8.6: Gemessene und modellierte Druckfestigkeit beim FK1-2.5

Die Streuungen zwischen den Einzelwerten an einem Messzeitpunkt sind gering. Das Bestimmtheitsmaß R^2 von 98% zeigt, dass der gewählte Modellansatz den Verlauf der Druckfestigkeit insgesamt gut abbildet. Mit den ermittelten Regressionsparametern a und b könnte nun die Modellierung der zeitabhängigen Entwicklung der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls analog zu Abschnitt 5.3.2 und 5.3.3 erfolgen.

8.3 Quecksilberdruckporosimetrie

In Abbildung 8.7 und Tabelle 8.2 sind die Ergebnisse der Untersuchungen der Feinkorn- und Grobkornbetone im Quecksilberdruckporosimeter dargestellt.

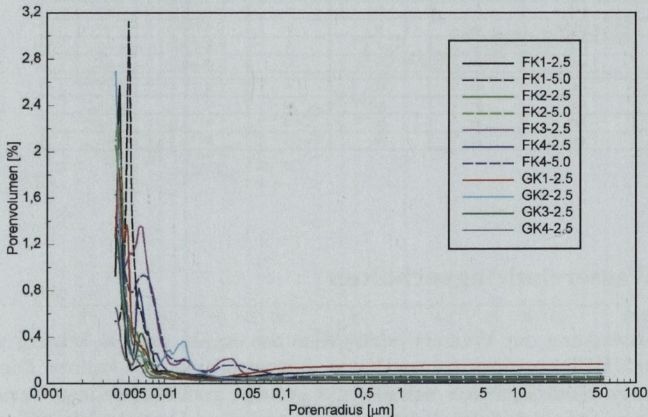


Abb. 8.7: Porenradialverteilung der untersuchten Feinkorn- und Grobkornbetone

Die Gesamtporosität und die Porenradialverteilung zeigen, dass die untersuchten Proben insgesamt ein sehr dichtes und mit wenigen Makroporen durchzogenes Gefüge haben. In [37] wurden von Fehling et al. neben dem M2Q und B4Q eine Vielzahl von UHFB-Rezepturen untersucht. In diesen Untersuchungen wird für UHFB ein typischer Gesamtporenanteil von 8 bis

10 Vol.-% genannt. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die entwickelten Rezepturen mit niedrigem Zementgehalt in diesem Bereich oder sogar darunter liegen, sodass im Gebrauchszustand mit einer hohen Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit gerechnet werden kann. Beim FK3-2.5 ist die Gesamtporosität mit 8,17 Vol.-% am größten und beim GK4-2.5 mit 2,60 Vol.-% am geringsten. Der Makroporenanteil ist beim FK1-2.5 und GK2-2.5 im Vergleich zu den anderen Rezepturen relativ hoch. Wie die Abbildung 8.7 zeigt, unterscheidet sich die Porenverteilung bei allen untersuchten Proben aber nur geringfügig voneinander.

Tab. 8.2: Porenverteilung der Feinkorn- und Grobkornrezepturen

Beton	Ges.-Porosität [%]	< 0,01 μm [%]	0,01-0,1 μm [%]	0,1-1 μm [%]	> 1 μm [%]	Makroporenanteil [%]
FK1-2.5	5,50	55	20	10	15	9,1
FK1-5.0	7,20	52	37	4	7	1,8
FK2-2.5	5,16	58	29	7	6	2,3
FK2-5.0	6,97	60	28	6	6	3,1
FK3-2.5	8,17	33	47	11	9	2,1
FK4-2.5	5,67	46	40	8	6	3,0
FK4-5.0	8,07	34	44	11	11	5,1
GK1-2.5	5,97	52	39	3	6	2,7
GK2-2.5	5,94	47	22	20	11	9,8
GK3-2.5	4,27	49	34	10	7	4,4
GK4-2.5	2,60	45	33	10	12	6,3

8.4 Wassereindringverhalten

Die Auswertung der Wassereindringversuche ergab, dass in keinem der geprüften UHFB eingedrungenes Wasser festgestellt werden konnte. Die kaum messbaren Eindringtiefen belegen die geringe gemessene Gesamtporosität und lassen auf ein äußerst dichtes Gefüge schließen. Diese erzielten Ergebnisse zeigen, dass die entwickelten Rezepturen sehr dauerhaft sind und ein schädigender Stofftransport ins Betoninnere quasi ausgeschlossen werden kann.

8.5 Wärmeentwicklung im Bauteil

Mit dem in Abschnitt 7.5 beschriebenen Versuchsaufbau wurde die Temperaturentwicklung im Bauteil untersucht. Die Temperaturentwicklung wird im Folgenden exemplarisch für die Rezepturen FK1-2.5, GK1-2.5, FK2-2.5,

FK2-5.0, GK4-2.5 und FK4-2.5 (vgl. 6) gezeigt. Zunächst wird die Temperaturverteilung bei der Erhärtung der 3 cm dünnen Schwindplatte betrachtet, die sich während des Versuchs frei verformen konnte. Die Frischbetontemperatur lag bei den Versuchen jeweils zwischen 20 - 22°C.

In der Abbildung 8.8 ist zu erkennen, dass die maximale Temperaturdifferenz zwischen Probenkern und oberem bzw. unterem Randbereich maximal bei 0,5 K lag. Diese geringen Temperaturdifferenzen lassen den Schluss zu, dass die Temperatur innerhalb der UHFB-Schicht annähernd linear verteilt ist und die Erhärtung der Schwindplatte frei von Eigenspannungen erfolgt.

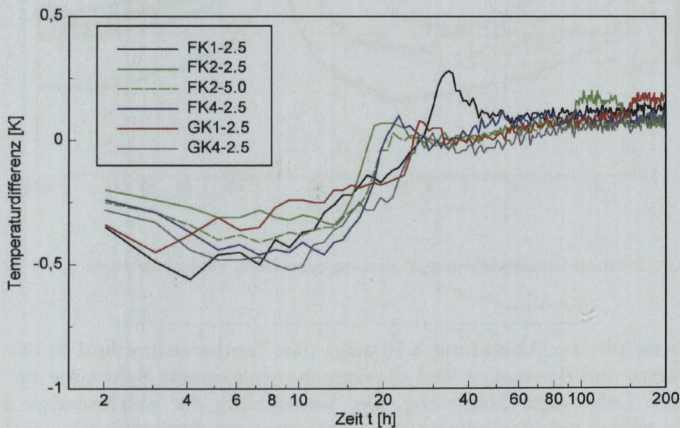


Abb. 8.8: Temperaturdifferenz zwischen Randbereich und Kern der 3 cm dünnen Schwindplatten

In der Abbildung 8.9 ist der Verlauf der Temperatur in den untersuchten Verbundplatten während der Hydratation gezeigt. Der Temperaturanstieg in der Beschleunigungsphase zwischen ca. 10 und 30 Stunden ist mit Maximalwerten von 2 - 3 K sehr gering. Dennoch wird beispielhaft für den FK4-2.5, der die größte Temperaturerhöhung aufwies, eine Spannungsbeurteilung durchgeführt, um zu prüfen, ob durch den Verbund zwischen der Verbundplatte und der Grundplatte kritische Spannungen entstehen. Zur

Abschätzung der entstehenden Spannungen wird die Nullspannungstemperaturanalyse verwendet, die bereits in Abschnitt 2.2.1 beschrieben wurde.

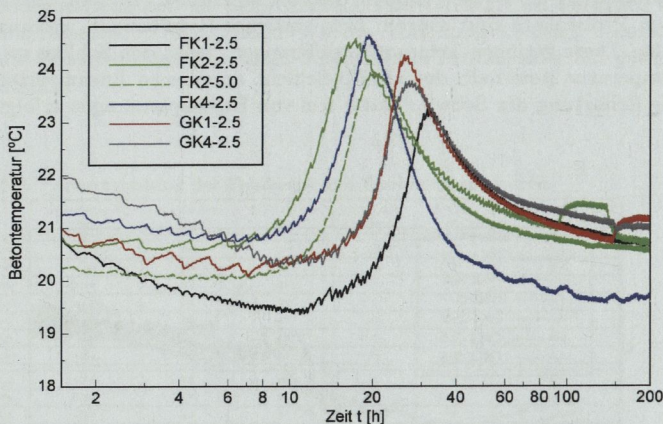


Abb. 8.9: Temperaturentwicklung in den untersuchten Verbundplatten

Der obere Teil der Abbildung 8.10 zeigt den Temperaturverlauf in der Verbundplatte und der untere Teil die daraus resultierende Spannung bei vollständiger Dehnungsbehinderung. Die Berechnung der auftretenden Spannungen erfolgt aus der gemessenen Dehnung und dem sich entwickelnden Elastizitätsmodul. Vor dem Erreichen der ersten Nullspannungstemperatur T_{01} werden nur geringe Temperaturschwankungen im Bereich der Frischbetontemperatur T_0 gemessen, die nur kleine Dehnungen hervorrufen. Die Temperatur T_{01} markiert zugleich den Wiederbeginn der Hydratation nach der Ruhephase und ist mit der Freisetzung von Hydrationswärme verbunden. Infolge des Temperaturanstiegs von ca. 3 K dehnt sich der Beton aus und es entstehen bis zum Erreichen des Temperaturmaximums T_{max} Druckspannungen von ca. 0,4 MPa. Das Aufheizen sowie das erneute Abkühlen auf Umgebungstemperatur nach dem Erreichen des Temperaturmaximums T_{max} erfolgt innerhalb von 100 h. Nach dem Erreichen des Temperaturmaximums kontrahiert die Verbundplatte durch die Abkühlung. Zunächst wird die zuvor entstandene Druckspannung wieder abgebaut. Wird T_{02} erreicht,

ist diese vollständig abgebaut und die Bauteiltemperatur hat sich an die Umgebungstemperatur angeglichen. Wie die Abbildung 8.10 weiterhin zeigt, entstehen beim Beton FK4-2.5 infolge abfließender Hydrationswärme nur sehr geringe behinderte Dehnungen, da die entstehende Hydrationswärme sehr schnell über die große Oberfläche an die Umgebung und den Untergrund abgeben werden kann. Durch die rasche Abkühlung und den geringen Temperaturanstieg ist die zweite Nullspannungstemperatur T_{02} auch nur geringfügig höher als die erste Nullspannungstemperatur T_{01} . Die entstandenen Spannungen waren zu jedem Zeitpunkt t geringer als die vorhandene Zugfestigkeit, sodass keine Rissbildung infolge abfließender Hydrationswärme festzustellen war.

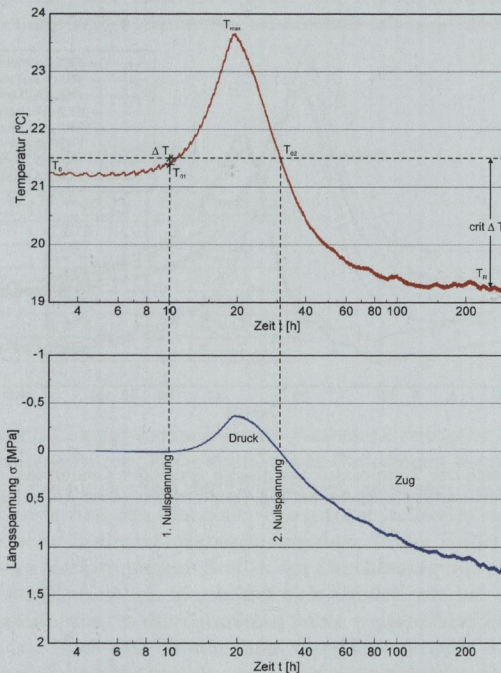


Abb. 8.10: Temperatur- und Spannungsentwicklung einer Verbundplatte aus FK4-2.5

Bei den Verbundplatten konnte zudem die Abgabe von Hydratationswärme in die Grundplatte gemessen werden. Die Abbildung 8.11 zeigt den Temperaturverlauf im Kern der Verbundplatte und am oberen Rand der Grundplatte. Für die untersuchten Grobkornbetone ist der Verlauf in Abbildung B.11 im Anhang B enthalten. Die Temperaturdifferenz zwischen der Grundplatte und der Verbundplatte ist mit 0,5 K sehr gering. Bei den durchgeführten Temperaturanalysen wurde festgestellt, dass dünne Schichten aus UHFB die bei der Hydratation entstehende Wärme rasch in die Umgebung abgeben können, sodass sich kein problematischer instationärer Temperaturverlauf innerhalb der Schicht einstellt. Des Weiteren ist die Erwärmung so gering, dass keine schädigenden Spannungen entstehen.

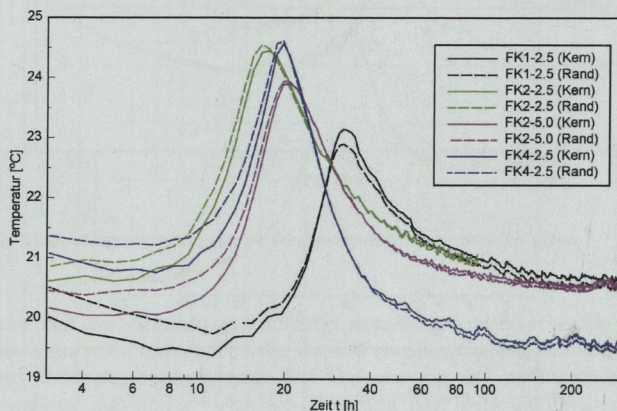


Abb. 8.11: Vergleich der Temperatur am oberen Rand der Grundplatte und im Kern des Verbundprüfkörpers für die Feinkornbetone in Abhängigkeit der Zeit t

8.6 Verformungen von dünnen Schichten

Neben hydrationsbedingten Längenänderungen können in Betonschichten auch durch autogenes Schwinden und Quelleffekte schädigende Längenänderungen entstehen. Die Dehnungen können in der Schicht Risse verursachen oder bei mehrschichtigem Aufbau Schäden in der Verbundfuge verursachen. Die Messung der entstehenden Verformungen erfolgt direkt an den Schwind- und Verbundplatten. Mit den Dehnungen, die an den versiegelten Schwindplatten gemessen wurden, konnte erneut das Modell zur Abschätzung des Endschwindmaßes ε_{as0} mit der Gleichung 2.28 für die Anwendung bei UHFB überprüft werden. In Abschnitt 5.4 wurde die Eignung des Modells für UHFB bereits an den Basisrezepturen gezeigt. Untersucht wurden die Betone FK1-2.5, FK2-2.5, FK2-5.0, FK4-2.5, GK1-2.5 und GK4-2.5 bei 20°C und versiegelter Lagerung. Die Tabelle 8.3 zeigt den Wasser-Bindemittel-Wert und das mit Gleichung 2.28 berechnete Endschwindmaß ε_{as0} für die untersuchten Rezepturen.

Tab. 8.3: Wasser-Bindemittel-Wert und Endschwindmaß ε_{as0} der untersuchten UHFB

Beton	W/B-Wert [-]	ε_{as0} [mm/m]
FK1-2.5	0,273	0,445
FK2-2.5	0,234	0,522
FK2-5.0	0,234	0,522
FK4-2.5	0,244	0,502
GK1-2.5	0,274	0,447
GK4-2.5	0,274	0,447

Die Abbildung 8.12 zeigt die im Versuch gemessene autogene Verformung der untersuchten Rezepturen. Erste signifikante Dehnungen konnten wie bei den Basisrezepturen beim Beginn der Hydratation gemessen werden. Erkennbar ist, dass sich zwischen den einzelnen Rezepturen teilweise signifikante Zeitunterschiede beim Hydrationsbeginn ergeben. In der Ruhephase entstehen kaum messbare Verformungen. Erst in der Beschleunigungsphase nimmt die Verformung stark zu. Auch hier bildet sich ähnlich wie bei den Basisrezepturen ein Plateau aus, in dem zunächst keine weitere Verformungszunahme festzustellen ist. Nach dem Durchlaufen des Plateaus setzt erneut eine Längenänderung ein, die aber nur eine geringe Größe aufweist. Der FK2-2.5 und der GK4-2.5 schwinden im Vergleich zu den übrigen Betonen am stärksten. Vergleicht man die in Tabelle 8.3 abgeschätzten Endschwindmaße ε_{as0} mit

den im Versuch gemessenen Werten, ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung, was die Anwendbarkeit der Gleichung 2.28 auch für UHFB bestätigt. Beim GK4-2.5 wird das Endschwindmaß allerdings unterschätzt und beim FK4-2.5 etwas überschätzt. Ein Zusammenhang zwischen Rezeptur, Hydratationskinetik und der Abweichung zum jeweiligen berechneten Wert konnte im Rahmen dieser Arbeit nicht hergestellt werden.

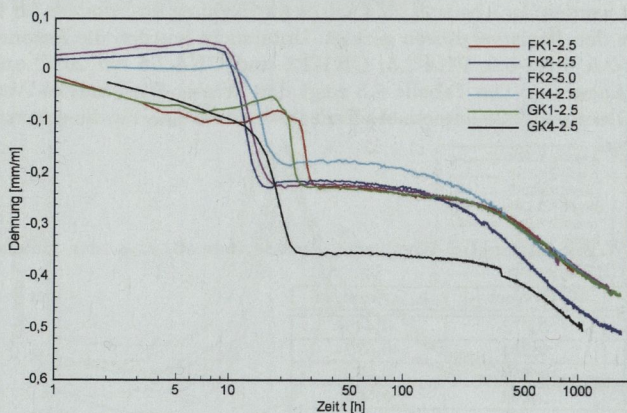


Abb. 8.12: Gemessene autogene Verformungen bei den Schwindplatten (versiegelte Lagerung)

Die Abbildung 8.13 zeigt die im Versuch gemessenen Dehnungen der versiegelt gelagerten Verbundplatten der untersuchten Feinkorn- und Grobkornrezepturen. In den Dehnungen sind die Verformungen infolge von Temperatur, Schwinden, Kriechen und Relaxation enthalten. Im Vergleich zu den Schwindplatten sind die Verformungen im jungen Alter wesentlich geringer, was mit dem sich ausbildenden Verbund zur Grundplatte begründet werden kann. Lediglich beim FK2-5.0 nimmt die Verformung anfänglich noch stark zu. Eine Erklärung für diesen Effekt ist mangelnder Verbund zum Untergrund.

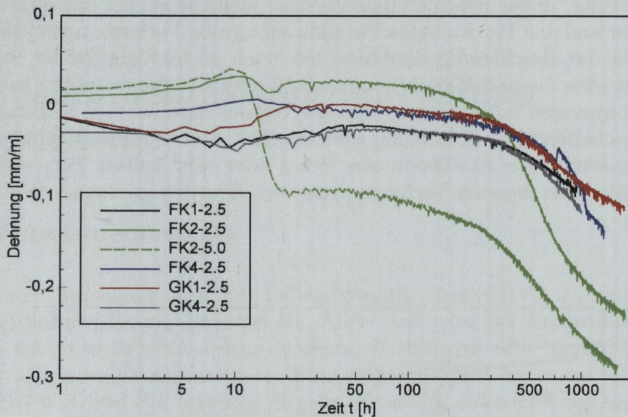


Abb. 8.13: Gemessene Dehnungen bei der Erhärtung im Verbund (versiegelte Lagerung)

8.7 Einfluss der Nachbehandlung

Durch die zwei unterschiedlichen Arten der Nachbehandlung (versiegelt bzw. nicht versiegelt) wurde der Einfluss der Nachbehandlung auf die Verformungen untersucht. Vergleicht man die im Versuch gemessenen Schwindverformungen der jeweiligen Betone bei einer versiegelten und nicht versiegelten Lagerung zu einem bestimmten Zeitpunkt, ist die Differenz der Dehnungen der Anteil des Trocknungsschwindens an der Gesamtverformung. Dieser Anteil kann insbesondere bei großflächigen, horizontalen Bauteilen, die unter Baustellenbedingungen erhärten, die Verformungen um ein vielfaches vergrößern. Bei den durchgeführten Versuchen erhärten die nicht versiegelten Schwindplatten bei Normklima von 20°C und 65% rel. Feuchte. Die Umlüftung im Klimaraum ist kaum messbar, sodass nur Trocknungsschwinden infolge der oberflächennahen Verdunstung auftritt. Eine Verstärkung des Trocknungseffekts durch Luftströmungen wird hier ausgeschlossen. Die Abbildung 8.14 zeigt die gemessenen Gesamtverformungen der nicht versiegelt gelagerten Schwindplatten der untersuchten Rezepturen. Generell sind die gemessenen Verformungen durch den Einfluss des Trocknungsschwindens wesentlich größer als bei versiegelter Lagerung.

Ein Großteil der Verformungen erfolgt bereits zu einem sehr frühen Zeitpunkt der Erhärtung. In der Beschleunigungsphase verursachen die autogenen Verformungen und das Trocknungsschwinden sehr große Verformungen, die nach dem Ende der Beschleunigungsphase nur noch geringfügig größer werden. Vergleicht man die in den Abbildungen 8.12 und 8.14 dargestellten gemessenen Verformungen miteinander, wird die Notwendigkeit einer Nachbehandlung zur schadenfreien Erhärtung sehr deutlich. Unter Baustellenbedingungen mit zusätzlichen Einflüssen aus Wind oder sehr heißen Temperaturen könnten die entstehenden Verformungen noch deutlich größer ausfallen.

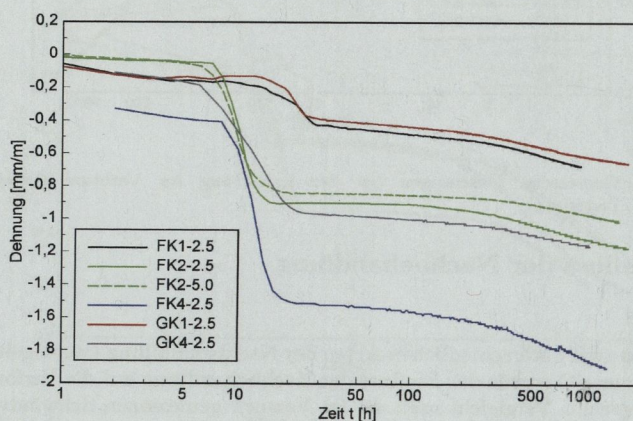


Abb. 8.14: Gesamtverformungen an nicht versiegelt gelagerten Probekörpern

9 Zusammenfassung und offene Probleme

9.1 Zusammenfassung

Zahlreiche Forschungsarbeiten haben gezeigt, dass UHFB ein innovativer und zukunftssträchtiger Baustoff ist. Allerdings wird die Anwendung in der Praxis durch nicht vorhandene Normen, Richtlinien oder aufwendige Verfahren mit einer Zustimmung im Einzelfall erheblich erschwert. Diese Forschungsarbeit und die erzielten Ergebnisse sollen einen Beitrag zur Vereinfachung der Anwendung von UHFB in der Praxis leisten.

Ziel der erarbeiteten Werkstoffmodelle ist die Formulierung bemessungsrelevanter Stoffeigenschaften in Abhängigkeit der Zeit. Eingangsgrößen für die Modelle sind Parameter wie der Wasser-Zement-Wert, der Bindemittelgehalt, der Hydratationsgrad α oder das wirksame Alter t_e . Im Rahmen dieser Arbeit wurde bei der Formulierung der Werkstoffmodelle auf bekannte Ansätze zurückgegriffen, deren Gültigkeit bereits für normal- und hochfeste Betone nachgewiesen wurde. Die Werkstoffmodelle wurden auf Grundlage einer Vielzahl eigener Experimente überprüft und gegebenenfalls modifiziert. Untersucht wurden Modelle zur Abschätzung der zeitabhängigen mechanischen Kennwerte, des Hydratationsgrads bzw. des wirksamen Alters sowie zur Prognose lastunabhängiger und lastabhängiger Verformungen.

Die Anwendung erfolgte zunächst an den Basisrezepturen M2Q und B4Q. Als besonders geeignet haben sich das im iMBB entwickelte Modell und das Modell nach IPACS erwiesen. Das Modell nach IPACS stellt dabei das einfachere in die Praxis zu implementierende Modell dar, da es auf üblichen Druckfestigkeitsversuchen zur Parameterfindung aufbaut. Des Weiteren wurde die Abschätzung der Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls mit den in DIN EN 1992-1-1 [25] aufgeführten Gleichungen überprüft. Zur Bestimmung des Hydratationsgrads α bzw. des wirksamen Alters t_e wurden erstmals adiabatische Kalorimeterversuche an UHFB durchgeführt. Die Abschätzung des Hydratationsgrads aus der adiabatischen Wärmeentwicklung ist, wie die durchgeführten Untersuchungen gezeigt haben, auch bei UHFB möglich. Alle Modelle zeigen insbesondere in der Beschleunigungsphase der

Hydratation, also bis zu ca. 24 h nach Wasserzugabe, einige Schwächen. Ein Hauptgrund hierfür ist die oftmals fehlerbehaftete Durchführung von Festigkeitsprüfungen zu diesem Zeitpunkt. Des Weiteren ist die Hydratation unter Berücksichtigung der puzzolanischen Reaktion mit konventionellen Ansätzen zur Beschreibung des Hydratationsgrads oder des wirksamen Alters nur unzureichend möglich. Die Abschätzung des maximalen Hydratationsgrads und der freigesetzten Wärmemenge sind allerdings aufgrund einfacher Materialparameter möglich.

Hohe Gehalte an reaktiven Bestandteilen verursachen im Beton eine große und schnelle Wärmefreisetzung bei der Hydratation und induzieren große Verformungen infolge von autogenem Schwinden. Das Schwinden von UHFB wurde in den vorhandenen Temperaturspannungsprüfmaschinen gemessen. Hierfür wurden großformatige Probekörper verwendet, da diese die tatsächlich auftretenden Schwindverformungen bauteilnäher darstellen als kleinformatige, speziell geformte Probekörper. Zur Abschätzung der Größe der autogenen Verformungen wurden ebenfalls vorhandene Werkstoffmodelle verwendet, die auf bekannten Stoffparametern wie dem Wasser-Bindemittel-Wert basieren. Das Zugkriechen und die Kriechzahl φ konnte durch Werkstoffmodelle im Belastungsalter von 1 bis 28 Tagen und einer Ausnutzung von bis zu 50% der zum Belastungszeitpunkt vorhandenen Zugfestigkeit bestimmt werden.

Ein weiterer Schwerpunkt dieser Arbeit ist die Entwicklung und Anwendung von UHFB-Rezepturen für 2 - 5 cm dünne Schichten zur Abdichtung oder Wiederherstellung der Dauerhaftigkeit. Die entwickelten Rezepturen waren fließfähig und konnten ohne weitere Verdichtungsarbeit auf bestehende Bauteile appliziert werden. Die Druckfestigkeit nach 28 Tagen betrug stets mindestens 130 MPa. Dabei wurden moderate Zementgehalte verwendet, um die Größe des autogenen Schwindens zu reduzieren und die Wärmeentwicklung bei der Hydratation zu begrenzen. Für diese Betone wurde nur die Druckfestigkeit in Versuchen bestimmt. Die Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul wurden mit den IPACS-Modellen bzw. den Methoden aus dem DIN EN 1992-1-1 [25] bestimmt. An diesen Betonen wurden ebenfalls Versuche im adiabatischen Kalorimeter durchgeführt und die Stoffmodelle zur Abschätzung der entstehenden Hydratationswärme erneut angewendet.

Die Dauerhaftigkeit der entwickelten Betone wurde durch Quecksilberdruckporosimetrie und Wassereindringversuche nachgewiesen. Die gemessene Porenradialverteilung der entwickelten Betone und der geringe Anteil an Makroporen lässt auf einen erhöhten Eindringwiderstand gegenüber flüssigen und gasförmigen Medien schließen. Bei den durchgeführten Wassereindringversuchen konnte auch nach einer Beaufschlagung über 3 Tage mit einem

Druck von 0,5 MPa kein eingedrungenes Wasser in den Probekörpern nachgewiesen werden.

In gesonderten Bauteilversuchen wurde die schadenfreie Erhärtung von dünnen UHFB-Schichten auf einem Untergrund aus Normalbeton gezeigt. In den Versuchen wurden keine Schädigungen aus Verformungen infolge abfließender Hydratationswärme oder autogenem Schwinden festgestellt. Des Weiteren wurden entstehende Schwinddehnungen bei der Erhärtung im Verbund durch Relaxation auf ein unschädliches Maß abgebaut.

Abschließend lässt sich feststellen, dass optimierte UHFB für den Einsatz als dünne Schicht oder Beschichtung herstellbar sind. Auch bei moderatem Zement- und Feinstoffgehalt wird eine ausreichende Festigkeit und gute Dauerhaftigkeit erzielt. Die Materialmodelle erlauben eine Abschätzung wichtiger Randparameter für den Entwurf von Bauteilen aus UHFB. Die durchgeführten Bauteilversuche zeigen, dass sich dünne Schichten aus UHFB zur Abdichtung oder Ertüchtigung von Bauteilen aus Normalbeton eignen.

9.2 Offene Probleme

Zur Aufnahme der Werkstoffmodelle für UHFB in die aktuelle Normung oder Richtlinien wird eine Vergrößerung der Datenbasis empfohlen. Zudem sollten die Modelle mit weiteren Ergebnissen aus der Literatur validiert werden. Die Messung von mechanischen Werkstoffkennwerten, insbesondere im jungen Alter von bis zu 48 h, ist mit sehr großem Aufwand verbunden, sodass auch hierbei über alternative validierte Prüfverfahren nachgedacht werden sollte, um die Modellierung im jungen Alter zu verbessern. Insbesondere die sich ausbildende Mikrostruktur in diesem Zeitraum sollte noch näher erforscht werden, um die Ansätze weiter zu verbessern. Eine Verbesserung der Vergleichbarkeit von Messergebnissen ist zudem erstrebenswert. Bislang sind Ergebnisse von verschiedenen Forschungseinrichtungen nur schwer untereinander vergleichbar, da für die Prüfungen meist unterschiedliche Randbedingungen hinsichtlich Prüfkörpergeometrie, Belastungsgeschwindigkeit und bei der Messmethode verwendet werden. Insbesondere zur Messung der zentrischen Zugfestigkeit und der Schwindverformungen werden zur Zeit eine Vielzahl von unterschiedlichen Verfahren angewendet.

In dieser Arbeit wurden ausschließlich horizontale Flächen aus UHFB im Handeinbau erstellt. Für die Praxis sind geeignete maschinelle Einbaumethoden und Vorbereitungsmaßnahmen für den Untergrund zu entwickeln und zu testen. Als mögliche Vorbehandlungsmethoden werden Vornässen oder

eventuell Haftbrücken vorgeschlagen, die ein zu starkes Wassersaugen des Untergrunds unterbinden. Mit den zu entwickelnden Einbaumethoden sollten auch Gefälle von 2 - 3% herstellbar sein, um Regenwasser abzuführen. Auch alternative Einbaumethoden beim Neubau von Abdichtungsschichten oder Verkehrsflächen mit einer „frisch in frisch“-Betonage der UHFB-Schicht auf den Untergrund sollten vertiefter untersucht werden. Die Ausbildung einer besonderen Oberflächenstruktur der UHFB-Schicht muss insbesondere für den Einsatz bei Verkehrsflächen untersucht werden, um die Lärmentwicklung zu begrenzen.

Zu untersuchen ist weiterhin das Schädigungspotential infolge von klimatischen Randbedingungen und möglichen Nachbehandlungsmethoden. Wie gezeigt wurde, vervielfachen sich die entstehenden Spannungen beim Unterlassen einer Nachbehandlung. Extreme Umweltbedingungen wie hohe oder niedrige Temperaturen, niedrige Luftfeuchten und Zirkulation durch Wind können diese Effekte noch vergrößern. Die gewählte Nachbehandlungsmethode sollte auf die jeweiligen klimatischen Randbedingungen angepasst werden.

Werden die UHFB-Schichten für Verkehrsflächen eingesetzt, müssen zwingend weitere Untersuchungen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit, der Beständigkeit gegen mechanischen Abrieb und Bemessungsvorschläge für den Grenz Zustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit erstellt werden. Für die Prüfung der Beständigkeit unter Einwirkung von Frost und Tausalzen werden standardisierte CDF-Tests (Capillary Suction of Deicing Salt and Freeze-thaw Test) empfohlen.

Literaturverzeichnis

- [1] ARTELT, C. ; GARCIA, E.: Impact of superplasticizer concentration and of ultra-fine particles on the rheological behaviour of dense mortar suspensions. In: *Cement and Concrete Research* 38 (2008), Nr. 5, S. 633–642
- [2] BAZANT, Z.P.: *Mathematical Modeling of creep and shrinkage of concrete*. Chichester : John Wiley and Sons, 1988
- [3] BENTUR, A. ; COHEN, M. D.: Effect of condensed silica fume on the microstructure of the interfacial zone in Portland cement mortar. In: *Journal of the American Ceramic Society* 70 (1987), Nr. 10, S. 738–743
- [4] BEUSHAUSEN, H.: The influence of concrete substrate preparation on overlay bond strength. In: *Magazine of Concrete Research* 62 (2010), Nr. 11, S. 845–852
- [5] BJØNTEGAARD, Ø.: *Thermal Dilation and Autogenous Deformation as Driving Forces to Self-Induced Stresses in High Performance Concrete: Dissertation*. Trondheim : The Norwegian University of Science and Technology, December 1999
- [6] BOERSMA, P. D. ; ET AL.: Life prolongation of orthotropic steel bridge decks. In: *Cement* 56 (2004), Nr. 4, S. 56–61
- [7] BOGUE, R. H.: *The chemistry of Portland cement*. 2. Auflage. New York : Reinhold, 1950
- [8] BRAAM, C. R. ; ET AL.: High strength concrete for bridge decks. In: *Cement* 55 (2003), Nr. 7, S. 86–91
- [9] BREUGEL, K. van: *Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials*. Delft : TU Delft, 1991
- [10] BREYER, G. ; STEIGENBERGER, J.: *Betondecken aus volkswirtschaftlicher Sicht: Aktuelles zum Thema Betonstrassen*. www.beton.org, 03/2006 (Update)
- [11] BRÜHWILER, E.: Neuartige Werkstoffe und Konzepte für leistungsfähigere, da dauerhaftere Stahlbetonbrücken: Schweiz: Neue Werkstoffe - Herausforderung für den konstruktiven Ingenieurbau. In: *VSVI-Seminar* (2006)

- [12] BRÜHWILER, E. ; DENARIÉ, E. ; PUTALLAZ, J.-CH.: Instandsetzung einer Betonbrücke mit ultrahochleistungsfähigem Faserfeinkornbeton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), Nr. 9, S. 822–827
- [13] BUDELMANN, H.: *Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten: Dissertation*. Braunschweig : TU Braunschweig, 1987
- [14] BUDELMANN, H. ; EWERT, J.: *Werkstoffverhalten von ultrahochfestem Beton im frühen Alter: Zwischenbericht zum DFG-Forschungsvorhaben BU 730/16-1*. 2007
- [15] BUDELMANN, H. ; EWERT, J.: *Werkstoffverhalten von ultrahochfestem Beton im jungen Alter: Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben BU 730/16-1 und BU 730/16-2*. 2010
- [16] BUDELMANN, H. ; EWERT, J.: *Grundlagen und Anwendung von dünnen, faserbewehrten UHPC-Schichten auf Betonbauteilen: Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben BU 730/17-1*. 2012
- [17] BUDELMANN, H. ; EWERT, J.: Improvement of concrete structures applying thin UHPC layers: Ertüchtigung von Betonbauteilen mit dünnen UHPC-Schichten. In: *Betonwerk+Fertigteil-Technik* 78 (2012), Nr. 2, S. 86–87
- [18] CARBONELL, M. A. ; HARRIS, D. K. ; SHANN, S. V. ; AHLBORN, T. M.: Bond Strength between UHPC and Normal Strength Concrete (NSC) in accordance with Split Prism and Freeze-Thaw Cycling Tests. In: SCHMIDT, M. (Hrsg.) ; FEHLING, E. (Hrsg.) ; GLOTZBACH, C. (Hrsg.) ; FRÖHLICH, S. (Hrsg.) ; PIOTROWSKI, S. (Hrsg.): *Ultra-High Performance Concrete and Nanotechnology in Construction* Bd. 19. Kassel : kassel university press, 2012, S. 377–384
- [19] CEB (COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON): *CEB-FIP Model Code 1990: Design Code*. Lausanne : Thomas Telford, 1993
- [20] CHENG-YI ; FELDMANN, R. F.: Influence of Silica Fume on the Microstructural Development in Cement Mortars. In: *Cement and Concrete Research* 15 (1985), Nr. 2, S. 285–294
- [21] CHENG-YI, Huang ; FELDMANN, R. F.: Hydration Reactions in Portland Cement-Silica Fume Blends. In: *Cement and Concrete Research* 15 (1985), Nr. 4, S. 585–592
- [22] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 197-1: Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien*

- von Normalzement; Deutsche Fassung EN 197-1: 2000 + A1: 2004. Berlin, August 2004
- [23] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 12350-5: Prüfung von Frischbeton - Teil 5: Ausbreitmaß*; Deutsche Fassung EN 12350-5: 2009. Berlin, August 2009
- [24] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 12350-7: Prüfung von Frischbeton - Teil 7: Luftgehalt - Druckverfahren*; Deutsche Fassung EN 12350-7: 2009. Berlin, August 2009
- [25] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*; Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2004 + AC: 2010. Berlin, Januar 2011
- [26] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 12620: Gesteinskörnungen für Beton*. Berlin, Juli 2008
- [27] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*; Deutsche Fassung EN 12390-3: 2009. Berlin, Juli 2009
- [28] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 12390-8: Prüfung von Festbeton - Teil 8: Wassereindringtiefe unter Druck*; Deutsche Fassung EN 12390-8: 2009. Berlin, Juli 2009
- [29] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN 1048-2: Prüfverfahren für Beton: Festbeton in Bauwerken und Bauteilen*. Berlin, Juni 1991
- [30] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 1015-3: Prüfverfahren für Mörtel und Mauerwerk - Teil 3: Bestimmung der Konsistenz von Frischmörtel (mit Ausbreittisch)*; Deutsche Fassung EN 1015-3: 1999 + A1: 2004 + A2: 2006. Berlin, Mai 2007
- [31] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 12350-6: Prüfung von Frischbeton - Teil 6: Frischbetonrohddichte*; Deutsche Fassung EN 12350-6: 2009. Berlin, März 2011
- [32] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN ISO 3262-7: Füllstoffe für Beschichtungsstoffe - Anforderungen und Prüfverfahren - Teil 7: Dolomit*. Berlin, September 1998
- [33] EMBORG, M.: *Thermal stresses in concrete structures at early ages: Doctoral Thesis*. Luleå : Division of Structural Engineering, 1989

- [34] EMBORG, M. ; GRAM, H.-E. ; ØBERG, M.: *IPACS: Improved Production of Advanced Concrete Structures: Brite-EuRam Projekt BRPR-CT97-0437*. Luleå : Department of Civil & Mining Engineering and Division of Structural Engineering, Juni 1997 – Mai 2001
- [35] EWERT, J.: Werkstoffmodelle für ultra-hochfesten Beton (UHPC). In: BREIT, W. (Hrsg.) ; KURZ, W. (Hrsg.) ; SCHNELL, J. (Hrsg.): *2. Doktorandensymposium/51. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton* Bd. 2 (Werkstoffe). Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2010, S. 551–562
- [36] EWERT, J. ; BUDELMANN, H. ; KRAUSS, M.: Heat of Hydration and Hardening of Ultra High Performance Concrete (UHPC). In: FEHLING, E. (Hrsg.) ; SCHMIDT, M. (Hrsg.) ; STÜRWALD, S. (Hrsg.): *Ultra High Performance Concrete (UHPC)* Bd. 10. Kassel : kassel university press, 2008, S. 409–416
- [37] FEHLING, E. ; ET AL.: *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*. Bd. 1: *Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultra-Hochfester Betone (UHPC): Forschungsbericht DFG FE 497/1-1*. Kassel : kassel university press, 2005
- [38] FREIESLEBEN HANSEN, P. ; PEDERSEN, E. J.: Måleinstrument til kontrol af betons hærkning. In: *Nordisk Betong* (1977), Nr. 1, S. 21–25
- [39] FREIMANN, T.: *Zement-Merkblatt Tiefbau*. Bd. T1: *Industrieböden aus Beton*. Düsseldorf : Verein Deutscher Zementwerke e.V., 2006
- [40] GEISENHANSLÜKE, C.: *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*. Bd. 13: *Einfluss der Granulometrie von Feinstoffen auf die Rheologie von Feinstoffleimen: Influence of the granulometry of fine particles on the rheology of pastes*. Kassel : kassel university press, 2009
- [41] GERLICHER, T. ; HEINZ, D. ; URBONAS, L.: Effect of Finely Ground Blast Furnace Slag on the Properties of Fresh and Hardened UHPC. In: FEHLING, E. (Hrsg.) ; SCHMIDT, M. (Hrsg.) ; STÜRWALD, S. (Hrsg.): *Ultra High Performance Concrete (UHPC)* Bd. 10. Kassel : kassel university press, 2008, S. 367–374
- [42] GOLDMAN, A. ; BENTUR, A.: Properties of Cementitious Systems Containing Silica Fume or Nonreactive Microfillers. In: *Advanced Cement Based Materials* 1 (1994), Nr. 5, S. 209–215
- [43] GRUBE, H.: *Schriftenreihe der Zementindustrie*. Bd. 52: *Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile*. Düsseldorf : Beton-Verlag GmbH, 1991

- [44] GUTSCH, A.-W.: *Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle: Dissertation*. TU Braunschweig : Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 1998
- [45] HAARDT, P. ; HILSDORF, H. K.: *Instandsetzen von Betonfahrbahnen durch zementgebundene Deckschichten: Straßen und Verkehr 2000 - Internationale Straßen- und Verkehrskonferenz in Berlin 6.-9. September 1988*. Köln : Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., 1988
- [46] HAMMER, T. A. ; FOSSÅ, K. T. ; BJØNTEGAARD, Ø.: Cracking tendency of HSC: Tensile strength and self generated stress in the period of setting and early hardening. In: *Materials and Structures* 40 (2007), Nr. 3, S. 319–324
- [47] HANSEN, T. C.: Physical composition of hardened cement paste. In: *ACI Journal* 67 (May 1970), Nr. 5, S. 404–407
- [48] HEDLUND, H.: *Hardening concrete – measurements and evaluation of non-elastic deformation and associated restraint stresses: Doctoral Thesis*. Luleå : Division of Structural Engineering, 2000
- [49] HETEK: *Control of early age cracking concrete – guidelines: Report No. 120*. The Danish Road Directorate – Ministry of Transportation, 1997
- [50] HILSDORF, H.: Beanspruchung von Ausbesserungsschichten auf Betonoberflächen. In: DEUTSCHER BETON-VEREIN (Hrsg.): *Vorträge auf dem Betontag vom 23.-25.4 in Berlin*. Wiesbaden : DBV, 1987, S. 225–238
- [51] JENSEN, O. M. ; FREIESLEBEN HANSEN, P.: Autogenous deformation and RH-change in perspective. In: *Cement and Concrete Research* 31 (2001), Nr. 12, S. 1859–1865
- [52] JONASSON, J.-E.: *Modelling of temperature, moisture and stresses in young concrete: Doctoral Thesis*. Luleå : Division of Structural Engineering, 1994
- [53] JSCE (JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS): *Standard specification for design and construction of concrete structures*. 1. Ausgabe (englisch) 1986, 2. Ausgabe (japanisch) 1995, 3. Ausgabe (japanisch) 1996, 4. Ausgabe (japanisch) 1999, 5. Ausgabe (japanisch) 2002
- [54] KAUFMANN, N.: Das Sandflächenverfahren. In: *Straßenbautechnik* 24 (1971), Nr. 3, S. 131–135

- [55] KHAN, A. A. ; COOK, W. D. ; MITCHELL, D.: Thermal Properties and Transient Thermal Analysis of Structural Members during Hydration. In: *ACI Materials Journal* 95 (1998), Nr. 3, S. 293–303
- [56] KÖNIG, R. ; WAGNER, J. P.: *Mikrosilika. Baustoff aus der Zukunft*. Woermann GmbH & Co. KG, 1999
- [57] KRAUSS, M.: *Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen: Dissertation*. TU Braunschweig : Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 2004.
- [58] KUNIEDA, M. ; ROKUGO, K.: Recent progress on HPFRCC in Japan - Required performance and applications. In: *Journal of Advanced Concrete Technology* 4 (2006), Nr. 1, S. 19–33
- [59] LAUBE, M.: *Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Betonalter: Dissertation*. Braunschweig : Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 1990
- [60] LEUTBECHER, T. ; FEHLING, E.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Fasern verstärktem Stahlbeton am Beispiel ultrahochfesten Betons: Teil 1: Rissmechanische Zusammenhänge. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Nr. 6, S. 357–367
- [61] LEUTBECHER, T. ; FEHLING, E.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Fasern verstärktem Stahlbeton am Beispiel ultrahochfesten Betons: Teil 2: Rissmechanische Zusammenhänge. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Nr. 7, S. 406–415
- [62] MILLS, R. H.: Factors Influencing Cessation of Hydration in Water Cured Cement Pastes. In: *Proceedings of the Symposium on the Structure of Portland Cement Paste and Concrete, Highway Research Board Special Report No. 90* (1966), S. 406–424
- [63] MITCHELL, D. R. G. ; HINCZAK, I. ; DAY, R. A.: Interaction of silica fume with calcium hydroxide solutions and hydrated cement pastes. In: *Cement and Concrete Research* 28 (1998), Nr. 11, S. 1571–1584
- [64] NIEMANN, P.: *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau. Bd. 165: Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus Beton unter Einwirkungen infolge Last und Zwang: Dissertation*. Braunschweig : TU Braunschweig, 2002
- [65] NOLTING, E. H.: *Zur Frage der Entwicklung lastunabhängiger Verformungen und Wärmedehnzahlen junger Betone: Dissertation*. Hannover : TU Hannover, 1989

- [66] ODLER, I.: Hydration, Setting and Hardening of Portland Cement. In: HEWLETT, P.C. (Hrsg.): *Lea's Chemistry of Cement and Concrete*. London : Arnold, 1998, S. 241ff.
- [67] OTABE, Y. ; KISHI, T.: Modeling Hydration Heat Generating Process of Blended Cement with Silica Fume. In: JAPANESE CONCRETE INSTITUTE (Hrsg.): *Proceedings of Annual Meeting of JCI* Bd. 26. Kochi and Japan : Japanese Concrete Institute, 2004, S. 555–560
- [68] O.V.: Faserbeton - Müllverbrennungsanlage Ludwigshafen: Anwendung in hochbelasteten Bunkerbereichen: Instandsetzung eines Schlackebunkers mit Hochleistungsbeton. In: *beton* 58 (2008), Nr. 4, S. 176–177
- [69] PLANK, J. ; ET AL.: Effectiveness of Polycarboxylate Superplasticisers in Ultra-High Strength Concrete: The Importance of PCE Compatibility with Silica Fume. In: *Journal of Advanced Concrete Technology* 7 (2009), Nr. 1, S. 5–12
- [70] PLANK, J. ; HIRSCH, C. ; WINTER, P. ; CHATZIAGORASTOU, P.: Neues zur Wirkungsweise von Polycarboxylatbasierten Fließmitteln. In: F.A. FINGER-INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE (Hrsg.): *15. Internationale Baustofftagung ibausil* Bd. 1. Weimar : Bauhaus Universität Weimar, 2003, S. 1393–1408
- [71] POWERS, T. C. ; BROWNYARD, T. L.: *Studies of the Physical Properties of Hardenend Portland Cement Paste: Bulletin 22 - Part 1*. 9. reprinted from Journal of the American Concrete Institute : Research Laboratories of the Portland Cement Association, 1947
- [72] RICHARD, P. ; CHEYREZY, M. ; DUGAT, J.: *Mortier à très haute performance, bétons obtenues à partir de ce mortier et les éléments fabriqués avec ce mortier ou béton. Publikationsnummer 0 518 777 A1*. Paris : Europäisches Patentamt, 1992
- [73] RICHARTZ, W.: Einfluss des K_2O - Gehalts und des Sulfatierungsgrads auf das Erstarren und Erhärten des Zements. In: *Zement - Kalk - Gips* 39 (1986), Nr. 12, S. 678–687
- [74] RÖHLING, S. ; EIFERT, H. ; KADEN, R.: *Betonbau, Planung und Ausführung*. Berlin : Verlag für Bauwesen, 2000
- [75] ROSTÁSY, F. S. ; ALDA, W.: *Untersuchungen über das rheologische Verhalten von jungem Beton unter einaxialer Zug- und Druckbeanspruchung: Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben RO 288/2*. Stuttgart : Otto Graf Institut Stuttgart, 1976

- [76] ROSTÁSY, F. S. ; KRAUSS, M.: *DAfStb-Heft 520: Frühe Risse in massigen Betonbauteilen - Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen*. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2001
- [77] ROSTÁSY, F. S. ; KRAUSS, M. ; BUDELMANN, H.: Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen. In: *Bautechnik* 79 (2002), Nr. Heft 7, S. 431ff.; Heft 8, S. 523ff.; Heft 9, S. 641ff.; Heft 10, S. 697ff.; Heft 11, S. 778ff.; Heft 12, S. 869ff.
- [78] ROSTÁSY, F. S. ; ONKEN, P.: *Konstitutives Stoffmodell für jungen Beton: Abschlussbericht des DFG-Forschungsvorhabens RO 288/25*. Braunschweig : Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, 1994
- [79] SCHMIDT, M. ; ET. AL.: Ultra-hochfester Beton: Perspektiven für die Betonfertigteilindustrie. In: *Beton- und Fertigteiltechnik* 69 (2003), Nr. 3, S. 16–29
- [80] SCHMIDT, M. ; ET AL.: *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*. Bd. 2: *Ultra-Hochfester Beton: Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa: Tagungsbeiträge zu den 3. Kasseler Baustoff- und Massivbautagen*. Kassel : kassel university press, 2003.
- [81] SCHMIDT, M. ; GEISENHANSLÜKE, C.: Optimierung der Zusammensetzung des Feinstkorns von Ultra-Hochleistungs- und von selbstverdichtendem Beton: Grundlagen und Forschungsergebnisse. In: *beton* 55 (2005), Nr. 5, S. 224–235
- [82] SCHMIDT, Michael ; ET AL.: *DAfStb-Heft 561: Sachstandsbericht: Ultra-hochfester Beton*. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2008
- [83] SIEBEL, E. ; MÜLLER, C.: Geeignete Zemente für die Herstellung von UHFB. In: KÖNIG, G. (Hrsg.) ; HOLSCHMACHER, K. (Hrsg.) ; DEHN, F. (Hrsg.): *Ultrahochfester Beton. Innovationen im Bauwesen - Beiträge aus Praxis und Wissenschaft*. Berlin : Bauwerk, 2003, S. 13–24
- [84] SODEIKAT, C.: *Schriftenreihe Baustoffe der TU München*. Bd. 1: *Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen: Dissertation*. München : Institut für Baustoffe und Konstruktion, 2001
- [85] TAZAWA, E. (Hrsg.): *Autogenous shrinkage of concrete: Proceedings of the International Workshop organized by JCI (Japanese Concrete Institute) Hiroshima 1998*. London : E&FN Spon, 1999

- [86] WALLER, V.: *Relations entre composition des bétons: Thèse de doctorat.* Nantes and France : Laboratoire Central des Pont Chaussées (LCPC), mai 2000
- [87] WALRAVEN, J. C.: High performance fiber reinforced concrete: Progress in knowledge and design codes. In: *Materials and Structures* 42 (2009), Nr. 9, S. 1247–1260
- [88] WALZ, K.: Über die Herstellung von Betonen mit höchster Festigkeit. In: *beton* 16 (1966), Nr. 8, S. 339–340
- [89] WEIGLER, H. ; KARL, S.: Junger Beton - Beanspruchung - Festigkeit - Verformung: Teil 1. In: *Betonwerk+Fertigteil-Technik* 40 (1974), Nr. 6, S. 392–401
- [90] WEIGLER, H. ; KARL, S.: Junger Beton - Beanspruchung - Festigkeit - Verformung: Teil 2. In: *Betonwerk+Fertigteil-Technik* 40 (1974), Nr. 7, S. 481–484
- [91] WEIGLER, H. ; KARL, S.: *Beton: Arten - Herstellung - Eigenschaften.* Berlin : Ernst & Sohn, 1989
- [92] WESTMAN, G.: *Concrete creep and thermal stresses - new creep models and their effects on stress development: Doctoral Thesis.* Luleå : Division of Structural Engineering, 1999
- [93] WICKE, M.: Der Endbereich raumfugenloser Betonfahrbahndecken. In: *Schriftenreihe der Arbeitsgruppe Betonstraßen* Bd. 14. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 1980, S. 27–30
- [94] WIENKE, B.: Sifcon - Ein Hochleistungsfaserbeton zur Ertüchtigung von mechanisch hochbelasteten Betonoberflächen. In: *Bautechnik* 83 (2006), Nr. 11, S. 799–803
- [95] WISCHERS, G.: *Zement-Taschenbuch 1984.* Düsseldorf : Bauverlag, 1984

A Tabellen

Tab. A.1: Zusammensetzung Quarzsand

Chemische Kennwerte	
Verbindungen	Gew.-%
SiO ₂	99,5
Al ₂ O ₃	0,2
Fe ₂ O ₃	0,1
Glühverlust 1000°C ([32])	0,1
Typische Korngrößenverteilung und Körnungskennwerte	
Kornklasse (mm)	Mengenanteil in Gew.-%
> 1,000	-
1,000 - 0,710	-
0,710 - 0,500	2
0,500 - 0,355	11
0,355 - 0,250	38
0,250 - 0,180	41
0,180 - 0,125	7
0,125 - 0,090	1
< 0,090	-

Tab. A.2: Zusammensetzung Quarz I

Chemische Kennwerte	
Verbindungen	Gew.-%
SiO ₂	99
Al ₂ O ₃	0,3
Fe ₂ O ₃	0,05
CaO + MgO	0,1
Na ₂ O + K ₂ O	0,2
Glühverlust 1000°C ([32])	0,25
Typische Korngrößenverteilung und Körnungskennwerte	
Lichte Maschenweiten in μm	Rückstand in Gew.-%
400	-
315	-
200	-
160	-
125	0,1
100	0,5
63	2
40	12

Tab. A.3: Zusammensetzung Quarz II

Chemische Kennwerte	
Verbindungen	Gew.-%
SiO ₂	99
Al ₂ O ₃	0,3
Fe ₂ O ₃	0,05
CaO + MgO	0,1
Na ₂ O + K ₂ O	0,2
Glühverlust 1000°C ([32])	0,25
Typische Korngrößenverteilung und Körnungskennwerte	
Lichte Maschenweite in μm	Rückstand in Gew.-%
400	0,1
315	0,3
200	7
160	18
125	32
100	42
63	62
40	75

Tab. A.4: Zusammensetzung Kalksteinmehl 402M

Chemische Kennwerte	
Verbindungen	Mass.-%
CaCO ₃	98,2
MgCO ₃	0,8
SiO ₂	0,4
SO ₃	< 0,01
Fe ₂ O ₃	< 0,1
Al ₂ O ₃	0,1
Korngrößenverteilung durch Laserdiffraktion	
Durchgang in μm	Mass.-%
1	10,2
2	21,9
4	37,8
8	61,0
15	82,2
30	96,9
40	99,8

Tab. A.5: Vergleich zwischen den Druckfestigkeiten des M2Q bei Wärmebehandlung und Normallagerung

Prüfalter [h]	$f_{cc,28d}$ [MPa]	$f_{cc,WB}$ [MPa]
168	119,90	175,73
336	141,27	179,40
672	169,86	191,45

Tab. A.6: Regressionsparameter M2Q

Beton	Temperatur [°C]	$t_{k,I}$	$c_{1,I}$
M2Q	10	10,42	-1,49
	20	12,20	-1,72
	30	16,68	-2,42
	40	18,79	-2,98

Tab. A.7: Regressionsparameter B4Q

Beton	Temperatur [°C]	$t_{k,I}$	$c_{1,I}$
B4Q	5	23,56	-1,43
	15	25,56	-1,81
	20	22,95	-1,42
	30	28,72	-2,43
	40	27,41	-2,46

Tab. A.8: Rezeptur Unterbeton C16/20

Bestandteil	Einheit	Masse
Zement CEM I 32,5	kg/m^3	150,00
GK 0/2 mm	kg/m^3	618,00
GK 2/8 mm	kg/m^3	681,20
GK 8/16 mm	kg/m^3	586,20
Zugabewasser	kg/m^3	140,90

Tab. A.9: Rezeptur Unterbeton C35/45

Bestandteil	Einheit	Masse
Zement CEM I 42,5	kg/m^3	423,00
GK 0/2 mm	kg/m^3	582,10
GK 2/8 mm	kg/m^3	641,60
GK 8/16 mm	kg/m^3	552,20
Zugabewasser	kg/m^3	148,30

B Abbildungen

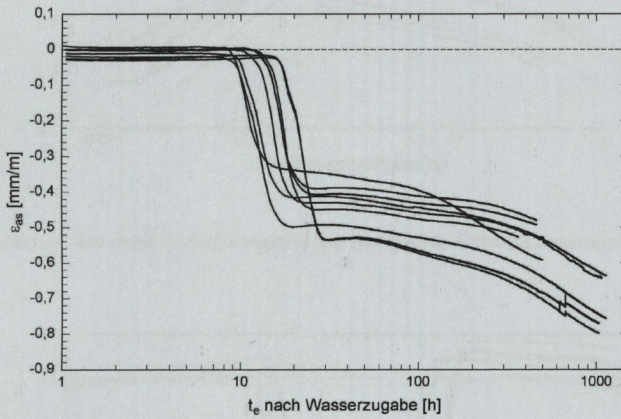


Abb. B.1: Gemessene Schwindverformung des M2Q bei 20°C Lagerungstemperatur

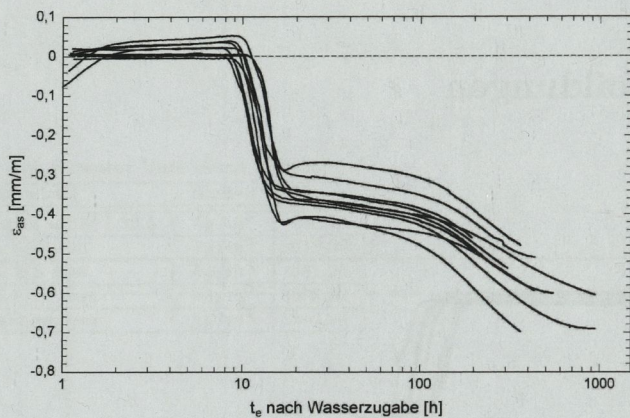


Abb. B.2: Gemessene Schwindverformung des M2Q bei 30°C Lagerungstemperatur

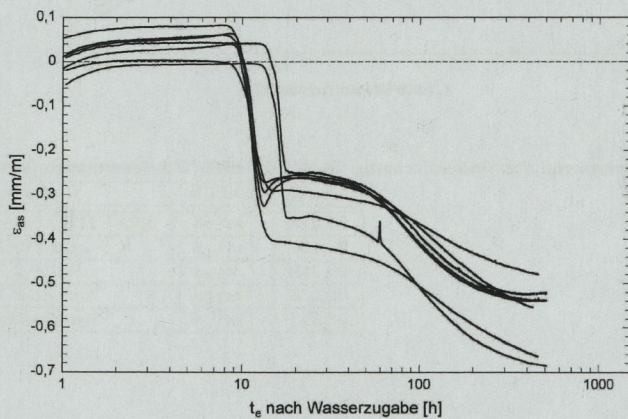


Abb. B.3: Gemessene Schwindverformung des M2Q bei 40°C Lagerungstemperatur

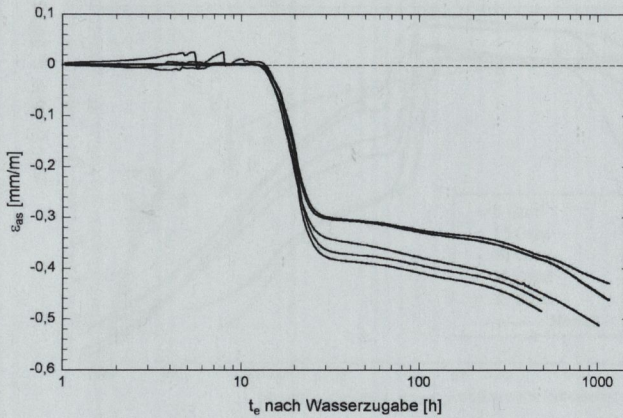


Abb. B.4: Gemessene Schwindverformung des B4Q bei 20°C Lagerungstemperatur

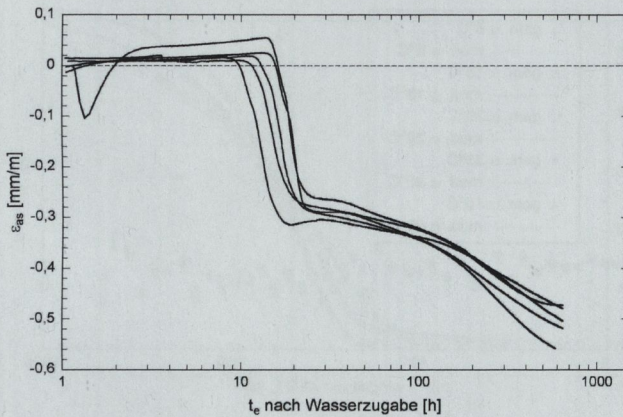


Abb. B.5: Gemessene Schwindverformung des B4Q bei 30°C Lagerungstemperatur

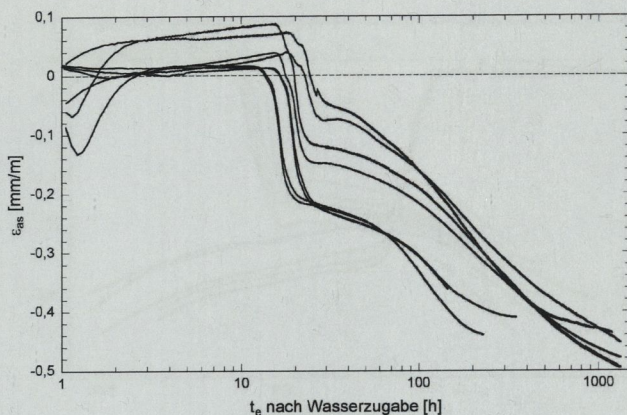


Abb. B.6: Gemessene Schwindverformung des B4Q bei 40°C Lagerungstemperatur

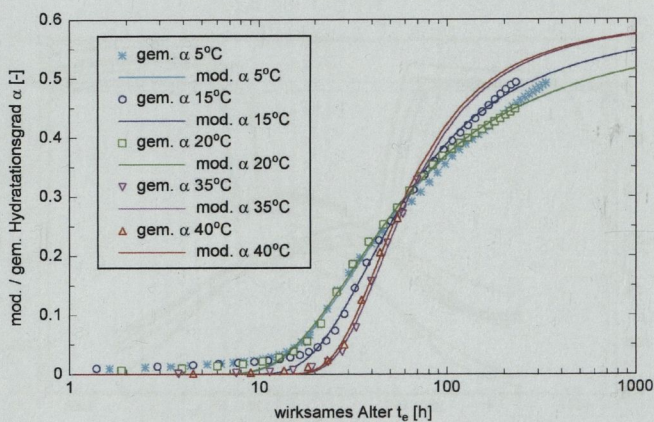


Abb. B.7: Gemessener und modellierter Hydratationsgrad beim B4Q in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen

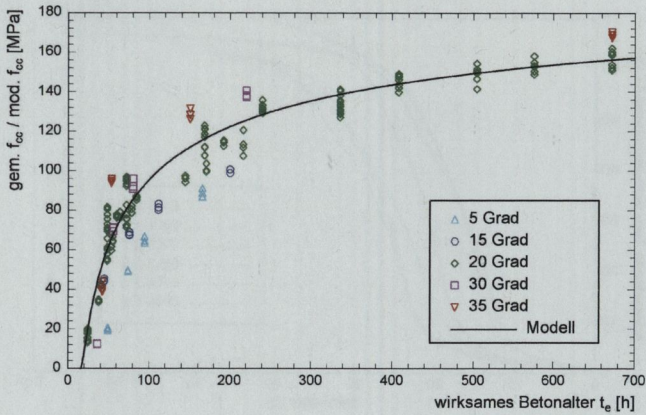


Abb. B.8: Gemessene und modellierte Druckfestigkeit bei verschiedenen Frischbeton-temperaturen (B4Q)

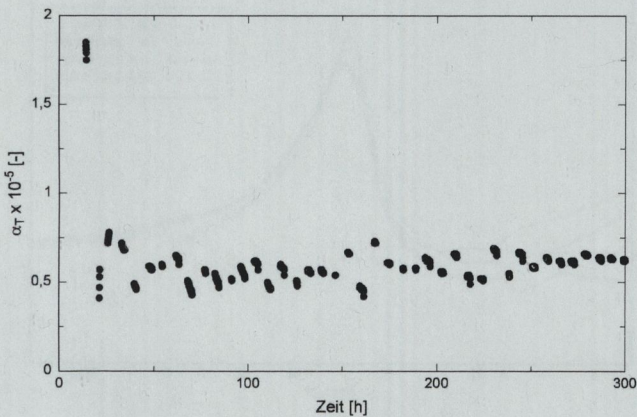


Abb. B.9: Zeitabhängige Wärmedehnzahl des B4Q

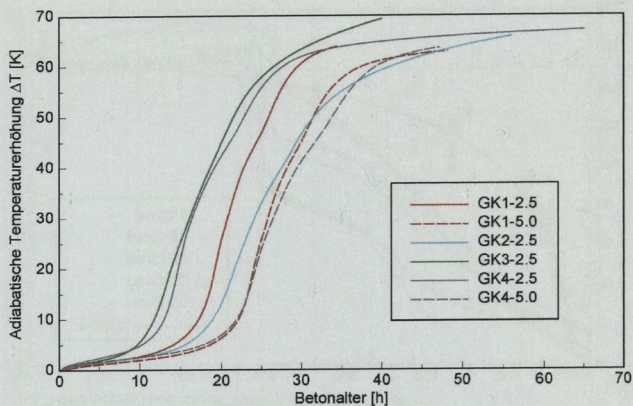


Abb. B.10: Adiabatische Temperaturerhöhung der untersuchten Grobkorn-UHFB

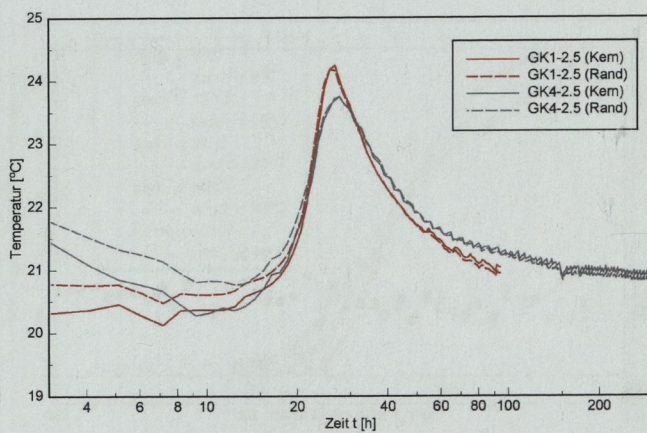


Abb. B.11: Vergleich des Temperaturverlaufs in der Grundplatte und im Verbundprüfkörper während der Hydratation (GK)